

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**“RESPUESTA SÍSMICA EN PUENTES CONTÍNUOS DE
CONCRETO ARMADO MEDIANTE EL USO DE
AISLADORES SÍSMICOS”**

Tesis presentada por el Bachiller
Ampuero Rodríguez, Paúl Francisco
Para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

Asesor de Tesis:
Ing. Rosas Espinoza, Jorge

Arequipa – Perú
2018

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR DE TESIS

VISTO

El BORRADOR DE TESIS Titulado:

"Respuesta Sísmica en Puentes Continuos de Concreto
Armado mediante el Uso de Aisladores Sísmicos"

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):

Paul Francisco Ampuero Rodríguez

Nuestro DICTAMEN es:

APTO PARA SUSTENTACIÓN

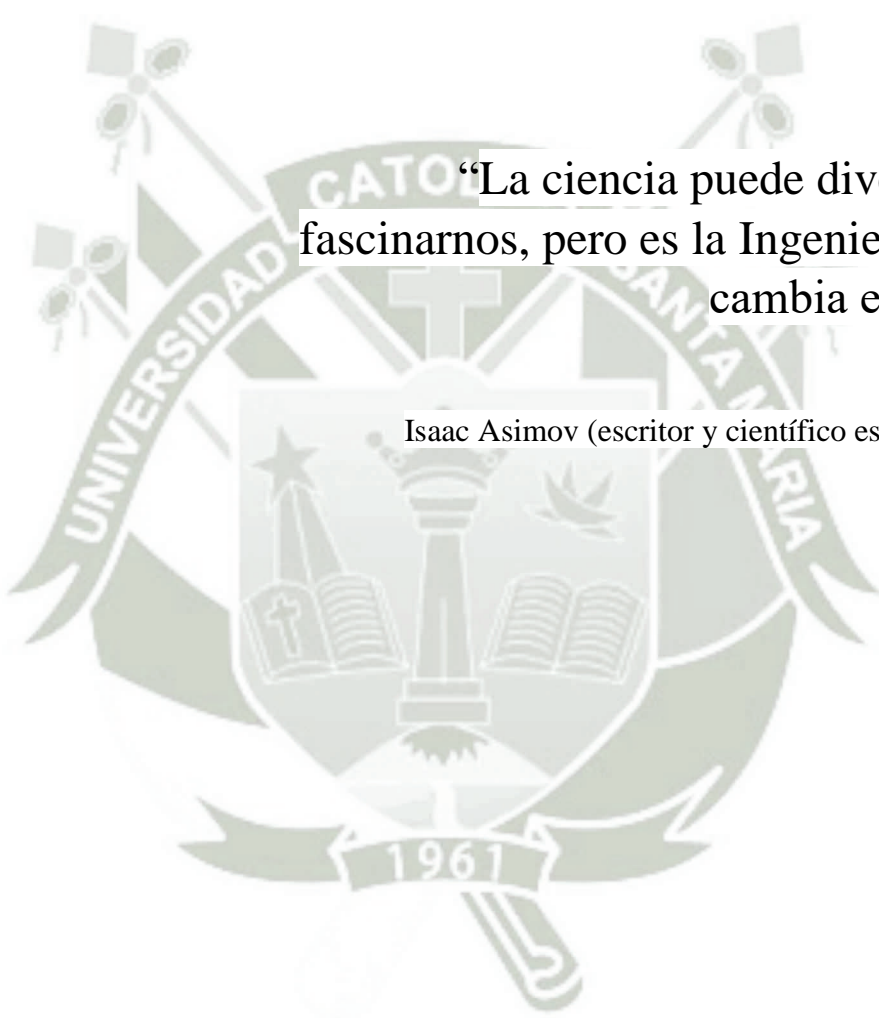
OBSERVACIONES:

Arequipa, 26 de Julio del 2018

Chavez
COD 1732

[Firma]
COD: 2766

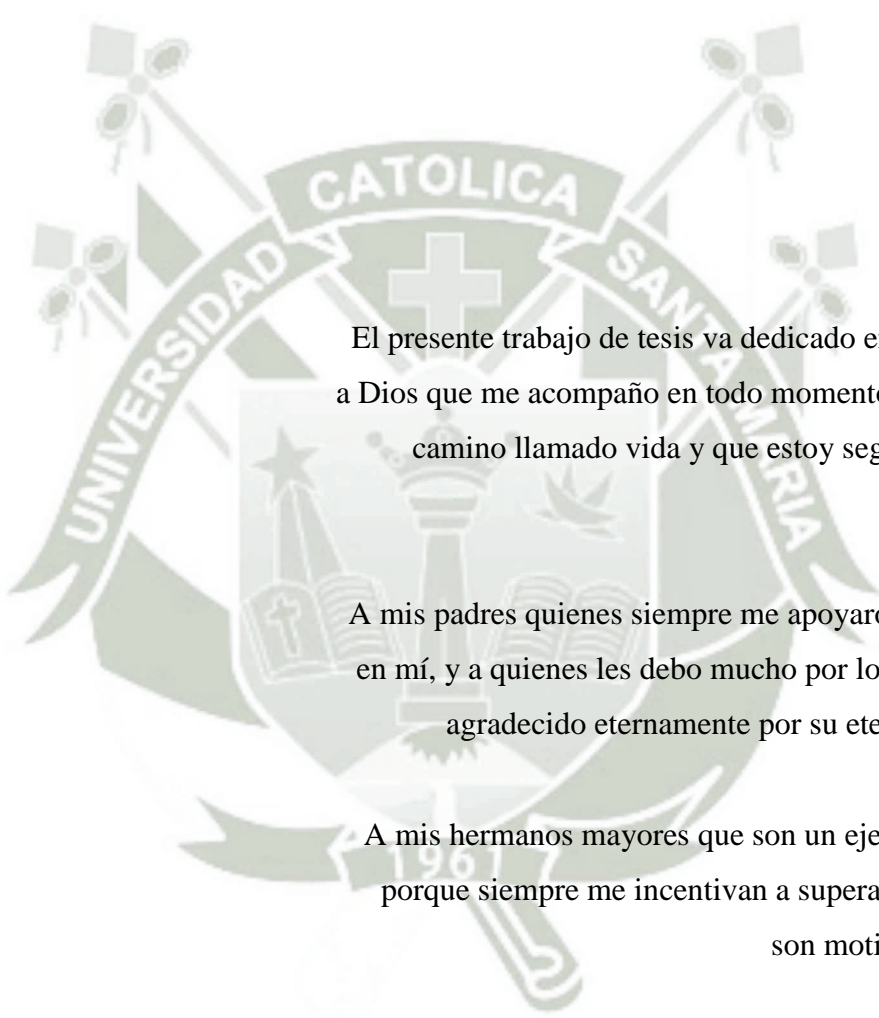
[Firma]
COD. 9059



“La ciencia puede divertirnos y fascinarnos, pero es la Ingeniería la que cambia el mundo”

Isaac Asimov (escritor y científico estadounidense)

DEDICATORIA



El presente trabajo de tesis va dedicado en primer lugar a Dios que me acompañó en todo momento en este largo camino llamado vida y que estoy seguro lo seguirá haciendo.

A mis padres quienes siempre me apoyaron y confiaron en mí, y a quienes les debo mucho por lo que les estaré agradecido eternamente por su eterna paciencia.

A mis hermanos mayores que son un ejemplo para mí, porque siempre me incentivan a superarme y quienes son motivo de orgullo.

A los ingenieros Galvarino Pinto y Enrique Simbort a quienes considero grandes amigos que me apoyaron a lo largo de este trabajo de tesis.

INTRODUCCIÓN

En nuestro país surge la necesidad de la implementación de diseños eficientes y con un mejor comportamiento sísmico en las estructuras esenciales que vienen a ser las estructuras que deben mantenerse con leves daños pero si habitables como vienen a ser hospitales, centros de comunicación, estaciones de bomberos y policías, reservorios de agua o estaciones eléctricas para mencionar algunas cuantas, a lo que se incluyen también las edificaciones o vías interconectoras entre distintos puntos, llámense túneles, bypass, intercambios viales y puentes, especialmente en el último punto es donde se va a tratar con un mayor énfasis.

Ya que este último se utiliza bastante en carreteras o en puntos donde se quieran unir distintas zonas y se tengan que cubrir grandes luces, por ello urge la necesidad de crear, para el diseño de estos con una normativa sismo resistente más actualizada, en la que se puedan incluir dispositivos que ayuden a la estructura a poder soportar de una mejor manera el sismo, llámense disipadores sísmicos o aisladores sísmicos, siendo los últimos los que se utilizarían, ya que su objetivo vendría a ser como su nombre lo dice permite aislar la estructura del suelo para que el impacto del sismo sea imperceptible y toda la energía quede en los mismos dispositivos.

La distribución de los puentes se viene dada en distintas partes y pero que se asemejan a las de una edificación común, se comparara las partes de un puente con las de un edificio, las cuales vendrían a ser superestructura, que en los puentes serian la loza y calzada del puente, siendo en el edificio la parte superior a las cimentaciones, llámese columnas, vigas, losas y muros; y la subestructura que vendría a ser la parte desde que termina la losa del puente hasta llegar a los cimientos, la cual incluye pilar o conjunto de pilares, viga de amarre entre estos y cimentación o zapatas, y que en un edificio vendría a ser las cimentaciones propiamente dichas.

Es aquí donde entrarían los aisladores sísmicos, a diferencia de los disipadores sísmicos, separarán la superestructura de la subestructura para que el impacto del sismo sea menor y solo lo tenga que soportar la subestructura que dicho sea de paso tendría una menor masa en proporción a la superestructura, y además en la superestructura es donde se llevan a cabo las actividades humanas.

Se considerarán distintos tipos de puentes con luces similares, pero variando la altura de los pilares; se proponen hasta 4 tipos de puentes y se variaran las alturas siendo la siguiente propuesta de $H=10\text{m}$; haciendo un total de 8 puentes de luces similares, pero de alturas variables (cuatro puentes cada método tanto conexión rígida como conexión aislada).



RESUMEN

El principal objetivo de este trabajo de tesis es realizar una comparación de dos formas de diseños sismorresistentes en puentes de concreto armado, ya que nuestro país y más específicamente nuestra ciudad se encuentra en una zona altamente sísmica por lo que se requiere mejorar constantemente los sistemas de diseño de nuestras estructuras, y por lo tanto aquí se plantea la implementación de aisladores sísmicos en puentes.

Como bien se sabe estas estructuras son realmente importantes en interconectar ciudades y zonas internas de estas, por lo que se requiere que ante grandes eventos sísmicos que se puedan presentar se puedan mantener estables y tratando de minimizar cualquier daño probable que se pueda dar, es por ello que los diseños de estos son siempre sismorresistentes.

Estos diseños convencionales se realizan para que la estructura se dañe lo menos posible ya que estos eventos sísmicos liberan energía que se transmite a la estructura; pero al nosotros implementar aisladores sísmicos mitigaríamos aún más estos daños llegando, en ciertos casos, a evitarlos, ya que la energía que se liberaría sería a través de estos dispositivos y no sobre la estructura misma.

Aunque uno de los problemas que se tienen es que la utilización de estos dispositivos en nuestro país aún no es muy conocida por lo tanto aquí se plantea una introducción a la utilización de estos dispositivos en el futuro, para otros proyectos de investigación y no solo en estas estructuras sino en cualquiera que se pueda plantear en nuestra ciudad.

Palabras Clave: Aisladores Sísmicos, Puentes Continuos, Concreto Armado, Comparación, Sismo, Sismorresistente, Acelerogramas, Periodo Estructural.

ABSTRACT

The main objective of this thesis work is to make a comparison of two forms of earthquake resistant designs in reinforced concrete bridges, since our country and more specifically our city is located in a highly seismic zone, which is why it is necessary to constantly improve the systems of design of our structures, that is why we propose the implementation of seismic isolators in bridges.

As we well know these structures are really important in interconnecting cities and internal areas of these, so it is required that in the face of major seismic events that may occur can be kept stable and trying to minimize any likely damage that may occur, is for that their designs always tend to be earthquake resistant.

These conventional designs are made to the structure will damage as little as possible since these seismic events release energy that is transmitted to the structure; but when we implement seismic isolators we would mitigate these damages even more, reaching, in certain cases, to avoid them, since the energy that would be released would be through these devices and not over the structure itself.

Although one of the problems we have is that the use of these devices in our country is not yet very well known, therefore an introduction to the use of these devices in the future is proposed here, for other research projects and not only in these structures but in any that can arise in our city.

Keywords: Seismic Isolators, Continuous Bridges, Reinforced Concrete, Comparison, Earthquake, Earthquake Resistant, Accelerograms, Structural Period.

ÍNDICE

DEDICATORIA	i
INTRODUCCIÓN	ii
RESUMEN	iv
ABSTRACT.....	v
CAPÍTULO I	1
1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1
1.1. GENERALIDADES	1
1.2. ANTECEDENTES.....	1
1.3. AISLADORES SÍSMICOS	2
1.4. OBJETIVOS.....	3
1.5. ALCANCES.....	3
1.6. HIPÓTESIS.....	3
1.7. VARIABLES	4
1.7.1. VARIABLES INDEPENDIENTES	4
1.7.2. VARIABLES DEPENDIENTES	4
1.7.3. PARAMETROS	4
1.8. METODOLOGÍA DEL TRABAJO.....	4
1.9. NORMATIVA	5
CAPÍTULO II.....	6
2. MARCO TEÓRICO	6
2.1. TIPOS DE PUENTES Y ELECCIÓN DEL MODELO	6
2.2. SECCIÓN TIPO DE PUENTES	6
2.2.1. LUZ DEL PUENTE	7
2.2.2. ALTURA DE PUENTES	8
2.2.3. SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE	8
2.2.4. SUBESTRUCTURA DE LOS PUENTES.....	10
2.3. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA	11
2.3.1. TREN DE CARGAS HL-93.....	12
2.3.2. FUERZA DE FRENADO	16
2.3.3. CARGA MUERTA POR DISPOSITIVOS AUXILIARES.....	17

2.3.4. CARGA SÍSMICA.....	19
2.3.5. CARGA PEATONAL SOBRE VEREDAS.....	25
2.3.6. COMBINACIONES DE CARGA.....	26
CAPÍTULO III.....	30
3. MODELAMIENTO Y ANALISIS ESTRUCTURAL.....	30
3.1. MODELADO ESTRUCTURAL	30
3.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y SELECCIÓN DE PUENTE	30
3.2.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PRELIMINAR.....	30
3.2.2. ANALISIS ESTRUCTURAL MANUAL.....	33
3.2.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL MODAL.....	37
CAPÍTULO IV	41
4. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	41
4.1. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.....	41
4.1.1. DESCRIPCIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	41
4.1.2. DISEÑO DE LOSA SUPERIOR DEL PUENTE	42
4.1.3. DISEÑO DE LOSA INFERIOR DEL PUENTE	46
4.1.4. DISEÑO DE DIAFRAGMAS EN EL TABLERO	47
4.1.5. DISEÑO DE LAS VIGAS CAJÓN.....	48
4.2. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA.....	61
4.2.1. DESCRIPCIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	61
4.2.2. DISEÑO POR FLEXIÓN DE PILARES	68
4.2.3. DISEÑO POR CORTANTE DE PILARES	72
4.2.4. DISEÑO POR CORTANTE DE PILARES EN RÓTULAS PLÁSTICAS.....	78
4.2.4. DISEÑO DE ESTRIBOS	86
CAPÍTULO V	103
5. DISEÑO AISLADO	103
5.1. DESCRIPCIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	103
5.1.1. TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS	104
5.1.2. MECANISMOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO.....	104
5.1.3. SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO	105
5.2. DISEÑO DE MODELO AISLADO	106
5.2.1. DISEÑO DE VIGA CABEZAL.....	106

5.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE AISLADORES SÍSMICOS	115
5.2.3. DISEÑO DE AISLADORES SÍSMICOS	127
CAPÍTULO VI.....	131
6. COMPARACIÓN DE MODELOS	131
6.1. ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA	131
6.1.1. UTILIZACIÓN DE ACELEROGRAMAS.....	133
6.1.2. MÉTODO DE PROCESAMIENTO Y CONVERSION DE ACELEROGRAMAS	134
6.1.3. SECUENCIA DE ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS	137
6.2. COMPARACIÓN DE FUERZAS	138
6.2.1. COMPARATIVA DE FUERZAS Y MOMENTOS	140
6.2.2. COMPARATIVA DE DESPLAZAMIENTOS	144
6.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS	147
6.3.1. FUERZAS Y MOMENTOS.....	147
6.3.2. DESPLAZAMIENTOS	150
6.3.3. ACELERACIONES	156
CONCLUSIONES	162
RECOMENDACIONES.....	164
BIBLIOGRAFIA	165
ANEXOS	166
INDICE DE PLANOS	169

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Tipos de puentes utilizados para el análisis (Fuente: elaboración propia)	7
Figura 2.2 Sección tipo de la Superestructura de los puentes (Fuente: elaboración propia)	10
Figura 2.3 Sección tipo de la Subestructura de los puentes en los apoyos intermedios (Fuente: elaboración propia)	11
Figura 2.4 Camión de diseño (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2003).....	12
Figura 2.5 Tándem de diseño (Fuente: Tesis Marco Apaza Rodríguez – UCSM)	13
Figura 2.6 Carga Distribuida.....	13
Figura 2.7 Camión de diseño más carga distribuida. (Longitudinal) (Fuente: elaboración propia)	15
Figura 2.8 Tándem de diseño más carga distribuida. (Longitudinal) (Fuente: elaboración propia)	15
Figura 2.9 Combinación de los momentos negativos y reacciones en los apoyos intermedios. (Longitudinal) (Fuente: elaboración propia).....	15
Figura 2.10 Combinación para el diseño en voladizo (Transversal) (Fuente: elaboración propia)	16
Figura 2.11 Combinación para el diseño en general (Transversal) (Fuente: elaboración propia)	16
Figura 2.12 Barreras New Jersey de seguridad vial (Fuente: elaboración propia)	17
Figura 2.13 Fuerzas de diseño para barandas (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).....	19
Figura 2.14 Espectro de Respuesta Sísmica (Fuente: elaboración propia)	19
Figura 2.15 Espectro de Respuesta de Diseño (Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012).....	23
Figura 3.1 Modelo idealizado del puente (Fuente: elaboración propia)	33
Figura 3.2 Modelo idealizado del Camión de Carga HL-93 (Fuente: elaboración propia)	34
Figura 3.3 Detalle de carga antes del centro del claro (Fuente: elaboración propia).....	34
Figura 3.4 Detalle de carga en centro del claro (Fuente: elaboración propia)	34
Figura 3.5 Línea de influencia para 32.5 metros. (Fuente: elaboración propia).....	36
Figura 3.6 Diagrama de Momentos obtenido del programa CSI Bridge (Fuente: elaboración propia)	37
Figura 3.7 Sección típica de Pilares (Fuente: elaboración propia)	39
Figura 4.1 Tablero del Modelo (Fuente: elaboración propia).....	42

Figura 4.2 Área del voladizo del tablero (Fuente: elaboración propia)	43
Figura 4.3 Detalle de longitudes del puente utilizadas para el cálculo. (Fuente: elaboración propia)	48
Figura 4.4 Detalle de longitudes en el tablero utilizadas en los cálculos (Fuente: elaboración propia)	48
Figura 4.5 Puente en Vista de Elevación 1 (Fuente: elaboración propia).....	49
Figura 4.6 Puente en Vista de Elevación 2 (Fuente: elaboración propia).....	50
Figura 4.7 Puente en Vista de Elevación 3 (Fuente: elaboración propia).....	50
Figura 4.8 Puente analizado en el modo Modal (Fuente: elaboración propia)	50
Figura 4.9 Diagrama de momento obtenido de acuerdo a la carga vehicular en el puente (Fuente: elaboración propia)	51
Figura 4.10 Diagrama de momento obtenido de acuerdo a la carga muerta o peso propio (Fuente: elaboración propia)	51
Figura 4.11 Diagrama de momento obtenido de acuerdo a la envolvente de la combinación de Evento Extremo I (Fuente: elaboración propia).....	52
Figura 4.12 Diagrama de momento obtenido de acuerdo a la envolvente de la combinación de Resistencia I (Fuente: elaboración propia)	52
Figura 4.13 Diagrama de momento obtenido de acuerdo a la envolvente de la combinación de Servicio I (Fuente: elaboración propia)	53
Figura 4.14 Diagrama de Fuerza Cortante del tablero obtenido de acuerdo a la Envolvente de la Combinación de Evento Extremo I en la viga interna central. (Fuente: elaboración propia).....	58
Figura 4.15 Descripción de ubicación de fuerza para diseño por cortante. (Fuente: elaboración propia)	59
Figura 4.16 Vista de planta del puente con su respectiva nomenclatura de pilares (Fuente: elaboración propia)	62
Figura 4.17 Vista en elevación de la sección del pilar 2 con su respectiva viga cabezal (Fuente: elaboración propia)	62
Figura 4.18 Vista en elevación de la sección de los pilares 1 y 3 con su respectiva viga conectora (Fuente: elaboración propia)	63
Figura 4.19 Vista en corte de las secciones de los pilares 1, 2 y 3 con su respectiva viga conectora (Fuente: elaboración propia)	63

Figura 4.20 Vista en planta del modelo final para el Diseño sin aislamiento sísmico (Fuente: elaboración propia)	66
Figura 4.21 Vista en corte del modelo final para el diseño sin aislamiento sísmico (Fuente: elaboración propia)	66
Figura 4.22 Vista en corte del pilar central (Pilar 2) (Fuente: elaboración propia)	67
Figura 4.23 Vista en corte de los pilares laterales (Pilares 1 y 3) (Fuente: elaboración propia) ..	67
Figura 4.24 Sección y distribución final de acero para pilar en 1 y 3 (Fuente: elaboración propia)	68
Figura 4.25 Sección y distribución final de acero para pilar en 2 (Fuente: elaboración propia) ..	69
Figura 4.26 Diagrama de Interacciones de los Pilares 1 y 3 (Fuente: elaboración propia)	70
Figura 4.27 Diagrama de Interacciones del Pilar 2 (Fuente: elaboración propia)	70
Figura 4.28 Columna de los pilares 1 y 3 (Fuente: elaboración propia)	71
Figura 4.29 Columna del pilar 2 (Fuente: elaboración propia)	71
Figura 4.30 Sección de Estribo (Fuente: elaboración propia)	87
Figura 4.31 Detalle de las fuerzas horizontales actuantes sobre el estribo (Fuente: elaboración propia)	89
Figura 4.32 Ubicación de los empujes actuantes (Fuente: elaboración propia)	91
Figura 4.33 Esfuerzos dados en la base del Estribo (Fuente: elaboración propia)	94
Figura 4.34 Esfuerzos dados en la base del Estribo (Fuente: elaboración propia)	99
Figura 4.35 Dimensionamiento de Alas de Estribo (Fuente: elaboración propia)	101
Figura 5.1 Modelo puente separado (Fuente: elaboración propia)	103
Figura 5.2 Modelo puente separado, vista lateral (Fuente: elaboración propia)	104
Figura 5.3 Comportamiento dinámico del aislador (Fuente: elaboración propia)	106
Figura 5.4 Detalle de viga cabezal (Fuente: elaboración propia)	108
Figura 5.5 Espectro de respuesta Sísmica (Fuente: elaboración propia)	118
Figura 5.6 Espectro de respuesta Sísmica (Fuente: elaboración propia)	124
Figura 5.7 Dimensiones de Aisladores (Fuente: Bridgestone Seismic Isolation Product Line-Up Version 2017 vol.1)	127
Figura 5.8 Curva histerética del Aislador (Fuente: Bridgestone Seismic Isolation Product Line-Up Version 2017 vol.1)	129
Figura 6.1 Acelerograma de Sismo en Arequipa 2001 (Fuente: elaboración propia)	133

Figura 6.2 Espectro de Respuesta del Manual de Puentes del MTC – 2016 (Fuente: elaboración propia)	134
Figura 6.3 Espectros de Pseudo Aceleraciones del Sismo de Arequipa en sus dos componentes (Fuente: elaboración propia)	135
Figura 6.4 Espectro de Pseudo Aceleración (SRSS) comparado con el espectro de la normativa nacional (Fuente: elaboración propia)	136
Figura 6.5 Intervalo del espectro a escalar (Fuente: elaboración propia)	137
Figura 6.6 Comparativa de Espectros (Fuente: elaboración propia).....	138
Figura 6.7 Sección de puente con aisladores (Fuente: elaboración propia).....	139
Figura 6.8 Sección de puente monolítico (Fuente: elaboración propia)	139
Figura 6.9 Detalle para obtener los desplazamientos (Fuente: elaboración propia)	139
Figura 6.10 Detalle para obtener las fuerzas y momentos (Fuente: elaboración propia)	140
Figura 6.11 Comparación de Fuerza Axial	148
Figura 6.12 Comparación de Fuerza Cortante	149
Figura 6.13 Comparación de Momento Flector	149
Figura 6.14 Comparación de desplazamiento en el eje X en el modelo monolítico (Fuente: elaboración propia)	152
Figura 6.15 Comparación de desplazamiento en el eje X en el modelo aislado (Fuente: elaboración propia)	153
Figura 6.16 Comparación de desplazamiento en el eje Y en el modelo monolítico (Fuente: elaboración propia)	154
Figura 6.17 Comparación de desplazamiento en el eje Y en el modelo aislado (Fuente: elaboración propia)	155
Figura 6.18 Comparación de aceleración en el eje X en el modelo monolítico (Fuente: elaboración propia)	157
Figura 6.19 Comparación de aceleración en el eje X en el modelo aislado (Fuente: elaboración propia)	158
Figura 6.20 Comparación de aceleración en el eje Y en el modelo monolítico (Fuente: elaboración propia)	159
Figura 6.21 Comparación de aceleración en el eje Y en el modelo aislado (Fuente: elaboración propia)	160

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Rango de luces para los distintos tipos de puentes. (Fuente: Guía de Diseño de Puentes con vigas y losas, Ernesto S. Manrique, Universidad de Piura)	8
Tabla 2.2 Alturas de superestructuras mínimas a ser tomadas en cuenta para el pre dimensionamiento. (Fuente: AASHTO LRFD 2012 Bridge Design Specifications 6th Ed.)	9
Tabla 2.3 Factor de carga determinado por el número de vías (Fuente: elaboración propia).....	14
Tabla 2.4 Tabla de fuerzas de diseño en barandas. (Fuente: elaboración propia)	18
Tabla 2.5 Definición de clase de sitio (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).	21
Tabla 2.6 Valores de Factor de sitio F_{pga} en Periodo-cero en el espectro de aceleración. (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).	22
Tabla 2.7 Valores de factor de sitio F_a para rango de periodo corto en el espectro de aceleración. (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).	22
Tabla 2.8 Valores de factor de sitio F_v para rango de periodo largo en el espectro de aceleración. (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).	22
Tabla 2.9 Factores de modificación de respuesta en subestructuras (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).	24
Tabla 2.10 Factores de modificación de respuesta según las conexiones (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).	24
Tabla 2.11 Cuadro de especificaciones de pesos unitarios para cada material. (Fuente: elaboración propia)	26
Tabla 2.12 Combinaciones y factores de diseño (Fuente: Manual de Puentes MTC 2016)	28
Tabla 2.13 Factores de carga para carga permanente, γ_p (Fuente: Manual de Puentes MTC 2016)	29
Tabla 3.1 Resumen de Periodos de estructuras de los puentes (Fuente: elaboración propia)	31
Tabla 3.2 Modelo idealizado del puente (Fuente: elaboración propia)	35
Tabla 3.3 Resultados de Líneas de Influencia en 32.5m y 57.5m (Fuente: elaboración propia)	36
Tabla 3.4 Cálculo del Peso Estructural (Fuente: elaboración propia)	38
Tabla 4.1 Carga muerta del peso propio del volado (Fuente: elaboración propia)	43
Tabla 4.2 Carga Muerta de la baranda metálica (Fuente: elaboración propia)	44
Tabla 4.3 Carga Viva peatonal (Fuente: elaboración propia)	44

Tabla 4.4 Resultados obtenidos del análisis de los pilares del modelo (Fuente: elaboración propia)	65
Tabla 4.5 Fuerzas axiales y momento en los pilares (Fuente: elaboración propia)	81
Tabla 4.6 Cálculo de Fuerzas en el Estribo (Fuente: elaboración propia)	88
Tabla 4.7 Resumen de cargas (Fuente: elaboración propia)	93
Tabla 5.1 Resultados del Análisis en vigas laterales (Fuente: elaboración propia)	109
Tabla 5.2 Resultados del Análisis en viga central	111
Tabla 5.3 Cálculo de peso de superestructura (Fuente: elaboración propia)	116
Tabla 5.4 Rigideces de la estructura (Fuente: elaboración propia)	117
Tabla 5.5 Desplazamientos de Superestructura (Fuente: elaboración propia)	125
Tabla 5.6 Desplazamiento de Subestructura antes de Aisladores (Fuente: elaboración propia)	125
Tabla 6.1 Tabla de sismos obtenidos (Fuente: elaboración propia)	132
Tabla 6.2 Sismo final escogido (Fuente: elaboración propia)	133
Tabla 6.3 Fuerzas y Momentos del Puente Monolítico (Fuente: elaboración propia)	141
Tabla 6.4 Fuerzas y Momentos del Puente Aislado (Fuente: elaboración propia)	143
Tabla 6.5 Desplazamientos del Puente monolítico (Fuente: elaboración propia)	145
Tabla 6.6 Desplazamientos del Puente Aislado (Fuente: elaboración propia)	146
Tabla 6.7 Comparación de máximos y mínimos en ambos modelos (Fuente: elaboración propia)	148
Tabla 6.8 Comparación de máximos y mínimos en ambos modelos (Desplazamientos) (Fuente: elaboración propia)	151

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. GENERALIDADES

Los puentes son estructuras que las personas han ido construyendo a lo largo de los tiempos para superar las diferentes barreras naturales con las que se han encontrado y poder transportar así sus mercancías, permitir la circulación de las personas y trasladar materiales de un sitio a otro.

Las fuerzas gravitacionales que se transmiten a través de los pilares es vertical y hacia abajo y, por lo tanto, éstos se ven sometidos a esfuerzos de compresión, las vigas o elementos horizontales tienden a flexionarse como consecuencia de las cargas que soportan.

Se tendrá por ello un esfuerzo de flexión que supone una compresión en la zona superior de las vigas y una tracción en la inferior.

Así mismo las fuerzas sísmicas que son transmitidas de forma lateral a lo largo de toda la sección del puente, se transmitirá a través de los elementos horizontales y de estos a su vez a los elementos verticales en toda la altura que pueda tener el puente, haciendo vibrar a este, y dependiendo de la magnitud que puede tener el sismo, puede llegar a fallar la estructura.

Es por ello que se utilizará el análisis dinámico espectral para el análisis previo diseño y posterior a este se hace el análisis de tiempo-historia para poder comparar la respuesta de los diseños de los puentes.

Se pueden llegar a plantearse preguntas como:

- 1) ¿Por qué darle cabida al uso de estos dispositivos si aún no se tiene una normativa dada?
- 2) ¿Qué tanto ayudaría el uso de estos dispositivos a los diseños de las estructuras?
- 3) ¿Qué tipos de diseños estructurales para puentes se podrían implementar?
- 4) ¿Se podría mejorar el comportamiento sísmico de los puentes con la utilización de estos dispositivos?

1.2. ANTECEDENTES

Como antecedentes a la utilización de estos aisladores sísmicos se tienen un par de referencias en edificaciones en el Perú que vendrían a ser La construcción de la Biblioteca de la Facultad de

Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) asimismo una multifamiliar que aún está en anteproyecto y de la cual no se tiene muchas referencias.

Así como se puede ver entonces no se tiene mucho a nivel nacional ya que en el Perú recién se viene implementando el uso de estos dispositivos en edificaciones, por ello se pueden llegar a contar algunos edificios que posteriormente se mencionarán, por lo tanto, se tratará de usar la norma de la AASHTO Seismic Isolation Design (2012) para el diseño de estructuras con este tipo de conexión.

Entre los países que vienen usando estos dispositivos los más próximos son Chile y México que son países que ya vienen implementando estos dispositivos durante varios años y que incluso poseen una norma establecida para poder diseñar edificaciones con estos dispositivos.

1.3. AISLADORES SÍSMICOS

En puentes y en general en estructuras a nivel nacional es desconocido el manejo de estos dispositivos ya que recién se cuenta con una normativa para poder utilizarse en estructuras sobre su uso.

Los aisladores sísmicos consiguen separar o como su nombre lo dice aislar el puente del terreno colocándose estratégicamente en partes específicas de la estructura, los cuales, ante un eventual sismo, proveen a la estructura la suficiente flexibilidad para diferenciar la mayor cantidad posible el periodo natural de la estructura con el período de vibración del evento sísmico, con lo cual podría evitar daños severos o el colapso de la estructura.

Estos dispositivos, en el caso de este tipo de estructuras, se colocan entre el tablero del puente y los pilares de este permitiendo mejorar la respuesta sísmica aumentando los periodos y proporcionando amortiguamiento y absorción de energía adicional, reduciendo así sus deformaciones de la estructura propiamente dicha.

Es decir, la idea es separar una estructura superior o superestructura de los movimientos del suelo mediante la introducción de elementos con menor rigidez entre esta y los pilares. Los aisladores sísmicos reducen notablemente la rigidez del sistema estructural, haciendo que el periodo fundamental de la estructura aislada sea mayor que el de la misma estructura con base fija, dándonos así mayor margen de desplazamiento sin que esta estructura empiece a dañarse.

1.4. OBJETIVOS

a. OBJETIVO GENERAL

Realizar un análisis y comparación de la respuesta sísmica de puentes continuos de concreto armado con conexión monolítica frente a puentes de concreto armado con sistemas de aislamiento sísmico de las mismas características.

b. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- 1) Realizar el diseño de un puente de conexión monolítica para tener la base de nuestra tesis.
- 2) Realizar el diseño de aisladores sísmicos en base la normativa internacional de la AASHTO LRFD 2012.
- 3) Demostrar que los desplazamientos de la superestructura de un puente aislado son mayores que los de un puente de conexión monolítica.
- 4) Comprobar que las fuerzas que se requerirán en la subestructura son menores para un puente aislado con respecto a uno con conexión monolítica.
- 5) Comprobar que al colocar aisladores sísmicos se podrían optimizar diseños estructurales de los elementos inferiores.
- 6) Demostrar que al aumentar los periodos de la estructura se tendrá menos carga sísmica en los elementos estructurales inferiores.

1.5. ALCANCES

- 1) Se explicará que hay distintos tipos de aisladores, pero se escogerá uno en específico que se usará para sustentar esta tesis.
- 2) Se evaluará la eficacia que puedan tener los aisladores al momento de implementación de estos en puentes.
- 3) Se tomará en cuenta un tipo de suelo que vendría a ser roca ya que es el más común en la zona en la que se va a plantear la investigación.

1.6. HIPÓTESIS

Dado que recién se tiene una norma en el uso de estos dispositivos en estructuras generales mas no en estructuras de este tipo, se podría incluir en el Manual de Diseño de Puentes del MTC, la

recomendación del uso de estos dispositivos para puentes con ciertas características para así poder generar estructuras con mayor periodo de vibración y menor respuesta sísmica.

1.7. VARIABLES

1.7.1. VARIABLES INDEPENDIENTES

- Ubicación de la estructura.
- Tipo de suelo sobre el que se apoya el puente.
- Tipo de aisladores sísmicos.

1.7.2. VARIABLES DEPENDIENTES

- Diseño de la superestructura del puente.
- Diseño de subestructura del puente.
- Diseño de aisladores sísmicos

1.7.3. PARAMETROS

- Desplazamiento relativo.
- Desplazamiento máximo en el punto superior de la Subestructura.
- Fuerzas Cortantes en base de Pilares.

1.8. METODOLOGÍA DEL TRABAJO

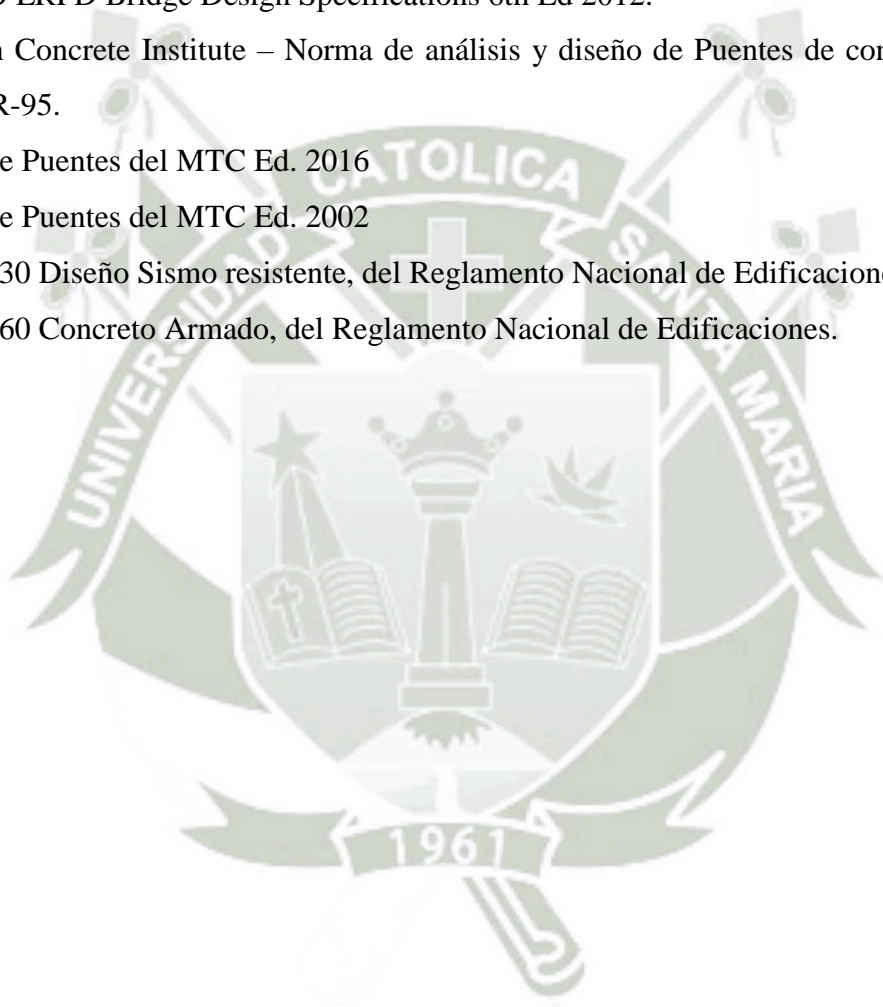
- Para la metodología, se hará una breve introducción y descripción de la norma AASHTO para los puentes, sus requerimientos y pre dimensionamientos.
- Se realizará un análisis dinámico espectral de los 4 tipos de puentes con características idénticas en cuanto a secciones y predimensionamientos lo único que variaría sería la altura de pilares en distintos sectores y las luces entre estos.
- Una vez realizado esto se escogerá el que mayor periodo de vibración tenga del análisis modal.
- Posterior a eso se comenzará con el diseño del puente obtenido realizando el análisis con el espectro de la norma AASHTO.
- Se diseñará la superestructura, ya sean las vigas internas, las losas superior e inferior y los volados.
- Se sigue con el diseño de la subestructura es decir los pilares en cada apoyo.
- Se diseñará la viga de amarre entre pilares para el modelo aislado.
- Se diseñarán los aisladores sísmicos utilizando la normativa de la AASHTO LRFD 2012.

- Se hará el análisis de historia en el tiempo de los dos puentes para poder comparar finalmente los desplazamientos máximos y desplazamientos relativos, así como sus respectivas fuerzas y momentos en cada puente (monolítico y aislado).

1.9. NORMATIVA

Para la investigación se tomaron como referencias principales, varias normativas tanto nacionales como internacionales que son:

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Ed 2012.
- American Concrete Institute – Norma de análisis y diseño de Puentes de concreto armado ACI 343R-95.
- Manual de Puentes del MTC Ed. 2016
- Manual de Puentes del MTC Ed. 2002
- Norma 0.30 Diseño Sismo resistente, del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Norma 0.60 Concreto Armado, del Reglamento Nacional de Edificaciones.



CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. TIPOS DE PUENTES Y ELECCIÓN DEL MODELO

Los puentes tienen distintos tipos de clasificación y para su elección nosotros dependemos de las siguientes características:

- a) Según la naturaleza de la vía soportada.
- b) Según el material
- c) Según el sistema estructural principal
- d) Según la forma de la geometría en planta
- e) Según su posición respecto a la vía considerada
- f) Según el tiempo de vida previsto
- g) Según la demanda de tránsito y clase de carretera
- h) Según la importancia operativa
- i) Para fines del diseño sísmico
- j) Según sistema de construcción

Se tomaron en cuenta todas las distintas clasificaciones, y considerando que es una investigación se tomaron las siguientes características del puente:

- Se consideró para los puentes que el material sea de concreto armado ya que es un material trabajable y común en la zona.
- A causa de esto se consideró que deberían ser puentes continuos de distintos tramos.
- Conforme a esto se todo que su sección sea de viga cajón ya que en estos casos el elemento portante principal será sometido a esfuerzos de flexión y de cortante.
- Se consideró además que son puentes carreteros ya que contarán con un carril en cada sentido, pero será considerado de alto tránsito por su sección.

2.2. SECCIÓN TIPO DE PUENTES

De acuerdo a las normativas ya mencionadas se empieza a diseñar la sección que tendrá el puente ya que es necesario utilizar las recomendaciones que dan las normativas, ya sea por la longitud de cada luz que cubre o los anchos de carriles.

Se consideraron hasta cuatro (04) tipos de puentes de acuerdo a su altura y longitud, dichos modelos fueron seleccionados para el análisis ya que se consideraron que eran los más usados o comunes. Estos puentes vienen dados en el siguiente esquema, donde H vendría a ser la altura que en este caso se utilizara una distancia de 10 metros:

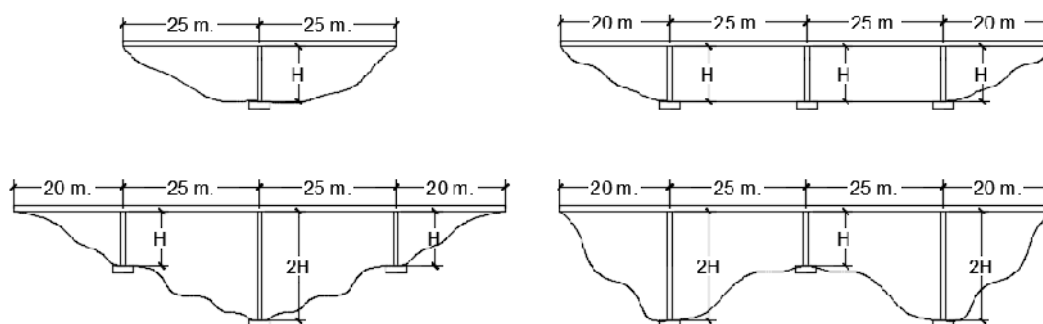


Figura 2.1 Tipos de puentes utilizados para el análisis (Fuente: elaboración propia)

Todo esto está considerado para el diseño de los puentes en la ciudad de Arequipa, cruzando el Río Chili, por ello se tomaron las siguientes medidas:

2.2.1. LUZ DEL PUENTE

Para esto, ya que es una investigación se escogió una luz de 90 metros entre los extremos del puente, esta medida no obedece a una normativa, pero se prefirió tomar esta medida por las luces internas que hay. Que se consideraron en cuatro tramos siendo los tramos del medio de 25 metros y los extremos de 20 metros, se siguió la recomendación sugerida en la normativa ACI 343R-95 las luces no deben exceder de 25 metros en puentes de concreto armado.

Tabla 2.1 Rango de luces para los distintos tipos de puentes. (Fuente: Guía de Diseño de Puentes con vigas y losas, Ernesto S. Manrique, Universidad de Piura)

TIPO DE ESCTRUCTURA	MATERIAL	RANGO DE LUCES PERM. (m)
LOSA	CONCRETO ARMADO	0 - 12
	CONCRETO PRESFORZADO	10 - 40
VIGA	CONCRETO ARMADO	12 - 25
	CONCRETO PRESFORZADO	25 - 325
	ACERO	30 - 300
ARCO	CONCRETO	80 - 390
	ACERO	130 - 400
	ACERO RET.	240 - 520
RETICULADO	ACERO	100 - 600
ATIRANTADO	CONCRETO	50 - 450
	ACERO	100 - 1000
COLGANTE	ACERO	300 - 2000

Se consideró que las luces de los extremos deberían ser menores para que no sea tan uniforme la conformación longitudinal de los puentes.

2.2.2. ALTURA DE PUENTES

Ya que los puentes a considerar se supusieron que están ubicados en la ciudad de Arequipa, se tomaron alturas que no eran necesariamente considerables como son 10 metros, y que irán variando a de acuerdo a la conformación de los puentes, ya que en algunos casos llegara a ser hasta el doble de la altura planteada, o sea 20 metros.

2.2.3. SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

En este punto hay varias consideraciones a tener en cuenta, ya que es necesario tener conocimiento de la normativa en cuanto a ancho de calzada, ancho de berma, ancho de acera y disposición o distribución de la sección de acorde al tipo de puente.

Además, a esto también se considera la altura que tendrá la superestructura que va de acuerdo a la longitud que tendrá el puente entre apoyos.

Para la altura de la superestructura se tomó como referencia la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Alturas de superestructuras mínimas a ser tomadas en cuenta para el pre dimensionamiento. (Fuente: AASHTO LRFD 2012 Bridge Design Specifications 6th Ed.)

Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
Material	Type	Simple Spans	Continuous Spans
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1.2}{30} S + 10$	$\frac{S + 10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$
	T-Beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
Steel	Overall Depth of Composite I-Beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

En el que toma la parte de concreto reforzado dentro de este se escogerá la de vigas cajón y como son tramos continuos se utiliza $0.055L$, siendo L el paño o tramo de puente con mayor luz, que en este caso sería 25 metros, dándonos una altura de 1.375 m., siendo la empleada 1.50 metros de preferencia para tener un mayor margen.

Luego se tomaron las longitudes o distancias mínimas para el pre dimensionamiento del ancho de puente, siendo las medidas las siguientes:

- Ancho de calzada: 3.60 metros
- Ancho de acera: 1.30 metros
- Ancho de berma lateral: 1.10 metros
- Ancho de muros exteriores: 0.40 metros
- Ancho de muro intermedio: 0.60 metros

Dándonos un total de ancho de la vía de 13.40 metros, siendo esta sección constante a lo largo de todo el puente, pero podría variar si se tuviera que realizar un proyecto real y para ello se tendría que realizar diversos estudios, pero ya que en este caso es una investigación sobre un caso supuesto no se tendría necesidad de hacer eso.

Además, se consideraron que los cajones internos de la superestructura sean de 2.20 metros de largo y 1.10 metros de alto, y siendo una sección invariable a lo largo de todo el puente, quedando la superestructura de la siguiente manera.

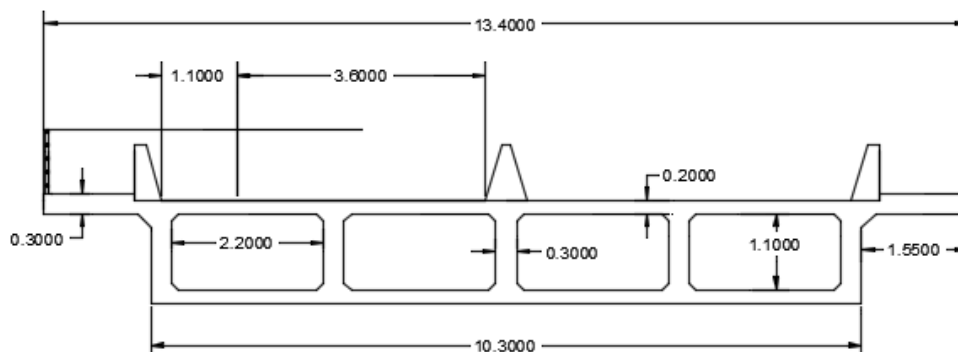


Figura 2.2 Sección tipo de la Superestructura de los puentes (Fuente: elaboración propia)

2.2.4. SUBESTRUCTURA DE LOS PUENTES

Para este caso se consideraron tres elementos principales de que serían, viga de amarre entre pilares, pilares y cimentación de pilares, en los apoyos internos, mientras que en el apoyo externo sería únicamente el estribo en cada extremo de los puentes.

Para los pilares se consideraron tres pilares para cada apoyo intermedio y cada uno de estos con sección maciza de 1.20 metros de concreto armado con acero mínimo (16 varillas de 1 ¼”), con un confinamiento en espiral de 1” cada 10 centímetros.

Luego para las vigas de amarre se consideró una sección de 1.50 m. x 1.20 m.

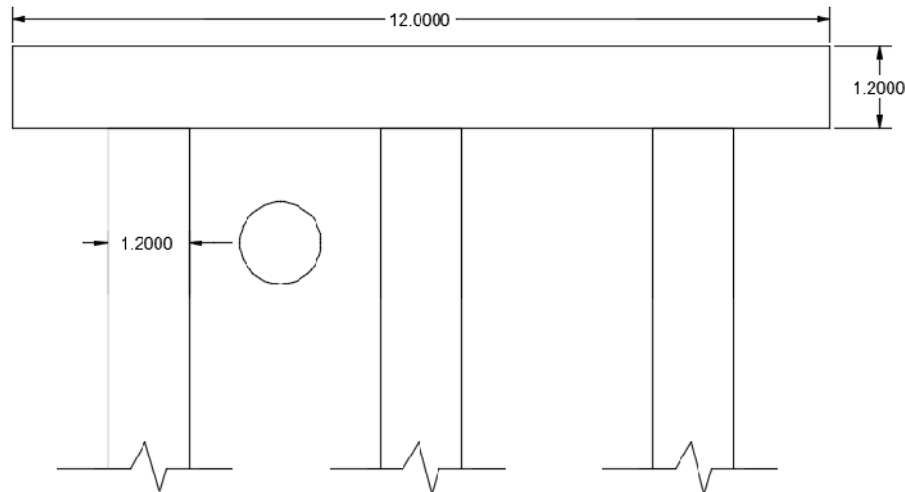


Figura 2.3 Sección tipo de la Subestructura de los puentes en los apoyos intermedios (Fuente: elaboración propia)

2.3. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA

Para este caso se tienen distintos tipos de carga que se tomaron de acuerdo a la normativa nacional, la cual está basada en la AASHTO.

Dentro de las cargas que se consideran para el modelo se tienen:

- Carga propia de la estructura.
- Barandas peatonales.
- Muros de contención, tanto externo como intermedio.
- Aceras o veredas.
- Asfalto.
- Frenado del tren de cargas HL-93.
- Tren de cargas HL-93.
- Carga peatonal.
- Carga producida debido al sismo.

Dichas cargas se tienen que agrupar en las dadas por la norma para así poder ser utilizadas en las combinaciones de carga, y de todas las cargas la que se utilizaría serían las siguientes:

- **Cargas Permanentes**
 - DC: Carga muerta por componentes estructurales y no estructurales (Carga propia).
 - DW: Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares (Barandas peatonales, muros de contención, aceras, asfalto).

- **Cargas Transitorias**
 - BR: Fuerza de frenado vehicular.
 - EQ: Fuerza Sísmica.
 - LL: Carga viva vehicular.
 - PL: Carga viva de peatones.

2.3.1. TREN DE CARGAS HL-93

En este punto hay que tener especial cuidado con el Tren de cargas HL-93 que se detallara. Ya que cuenta con tres tipos de cargas especiales y que se distribuirán de distinta forma una con respecto a la otra. Dicho tren de cargas vivas móviles se divide en tres tipos de cargas que vienen a ser:

✓ **Camión de diseño**

Teniendo la siguiente distribución de cargas.

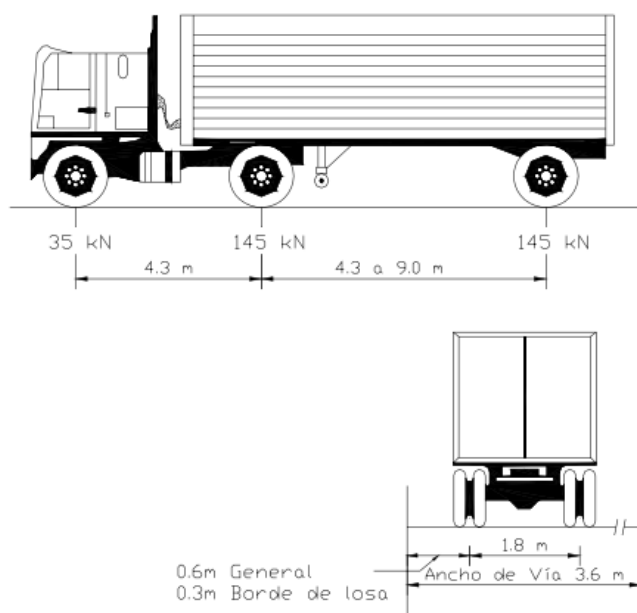


Figura 2.4 Camión de diseño (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2003)

✓ **Tándem de Diseño**

En el tándem de diseño solo se consideran dos cargas de 110 kN cada una, espaciadas a 1.20 m. Siendo la distancia entre los ejes en la dirección transversal de 1.80 m.

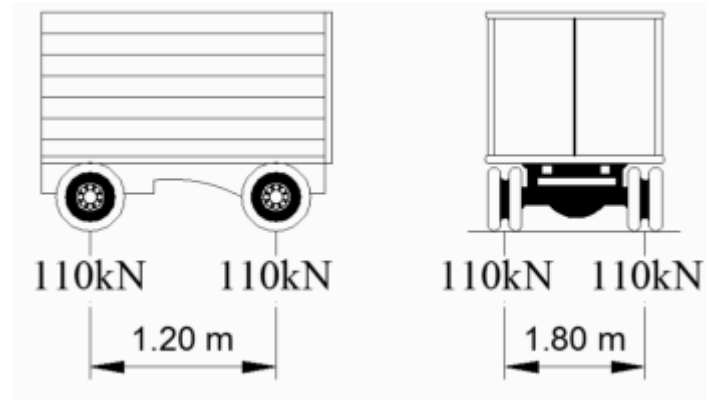


Figura 2.5 Tándem de diseño (Fuente: Tesis Marco Apaza Rodríguez – UCSM)

✓ Sobrecarga Distribuida

Se considera una fuerza uniforme de 9.30 kN distribuida a lo largo del puente sobre aquellos tramos del puente en el que produzca un efecto desfavorable. Se tiene que dicha carga se distribuye transversalmente y uniformemente sobre un ancho de 3.00 m.

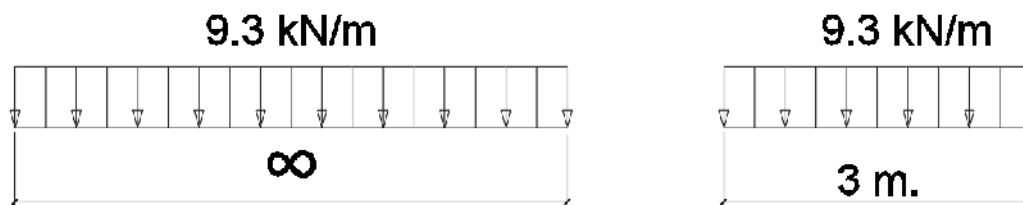


Figura 2.6 Carga Distribuida (Fuente: elaboración propia)

Teniendo en cuenta todas estas consideraciones de carga se puede saber el área de contacto de las ruedas sobre la calzada ya que cada una de estas ejerce una presión sobre un área de 0.50 m. en dirección transversal al puente siendo la longitud dada por:

$$L = 0.0228 \gamma P$$

En la cual:

L = longitud de contacto en dirección longitudinal.

γ = factor de carga correspondiente a la carga viva en condición límite considerada.

P = carga correspondiente a una rueda, siendo 72.5 kN si fuese el camión o 55 kN si fuese el tándem.

Siendo el factor de carga dado por la siguiente tabla:

Tabla 2.3 Factor de carga determinado por el número de vías (Fuente: elaboración propia)

Número de vías cargadas	Factor
1	1.20
2	1.00
3	0.85
4 o más	0.65

Teniendo en cuenta las cargas del tren de cargas HL-93 se tendrán la suma de las siguientes combinaciones de cargas vivas de diseño:

- Camión o tándem de diseño.
- Carga de diseño por carril.

Se tendrá que tomar la combinación que produzca en los distintos casos los efectos más desfavorables, por ello en la dirección longitudinal, el puente estará cargado en forma continua o discontinua según sea el caso más desfavorable o crítico, por ello se tienen los siguientes casos:

- Camión de diseño más sobrecarga distribuida, teniendo que la carga entre ejes será la más desfavorable.
- Tándem de diseño más sobrecarga distribuida.
- Solo para cuando haya momentos negativos y para las reacciones verticales en los apoyos intermedios que hubiese, se considera un 90% de la combinación que genere la sobrecarga distribuida y dos camiones de diseño, siendo la distancia de los ejes en cada camión de 4.30 m. y la distancia entre camiones, considerada entre el ultimo eje del primero y el primer eje del segundo, no debería ser menor a 15 m.

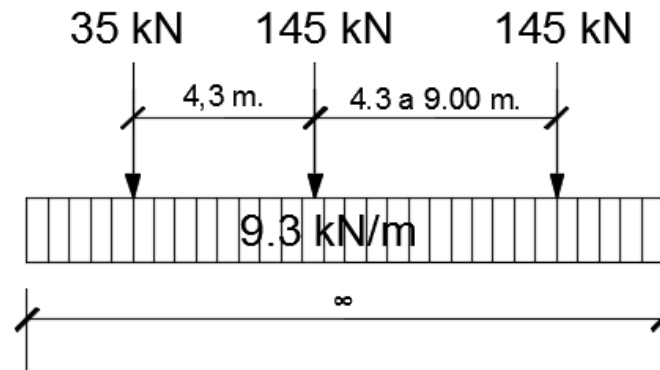


Figura 2.7 Camión de diseño más carga distribuida. (Longitudinal) (Fuente: elaboración propia)

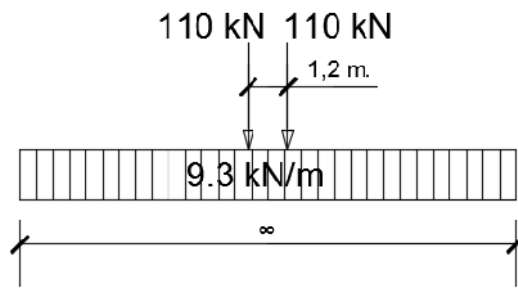


Figura 2.8 Tándem de diseño más carga distribuida. (Longitudinal) (Fuente: elaboración propia)

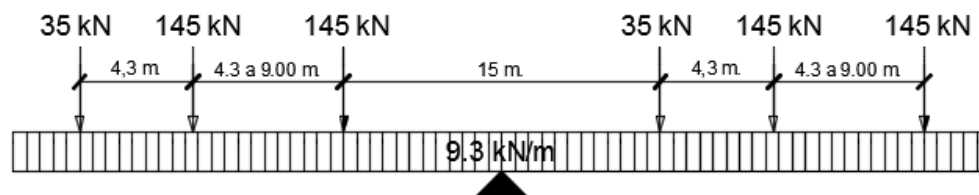


Figura 2.9 Combinación de los momentos negativos y reacciones en los apoyos intermedios. (Longitudinal) (Fuente: elaboración propia)

Por ello el camión y el tándem de diseño se deberán ubicar en las zonas más desfavorables, teniendo como limitaciones los siguientes puntos:

- Para realizar el diseño en el voladizo del tablero en centro de la rueda estará a por lo menos 0.30 m. del borde de la calzada.
- Para realizar el diseño del resto de los elementos el centro de la rueda deberá estar a 0.60m. del borde de la calzada.

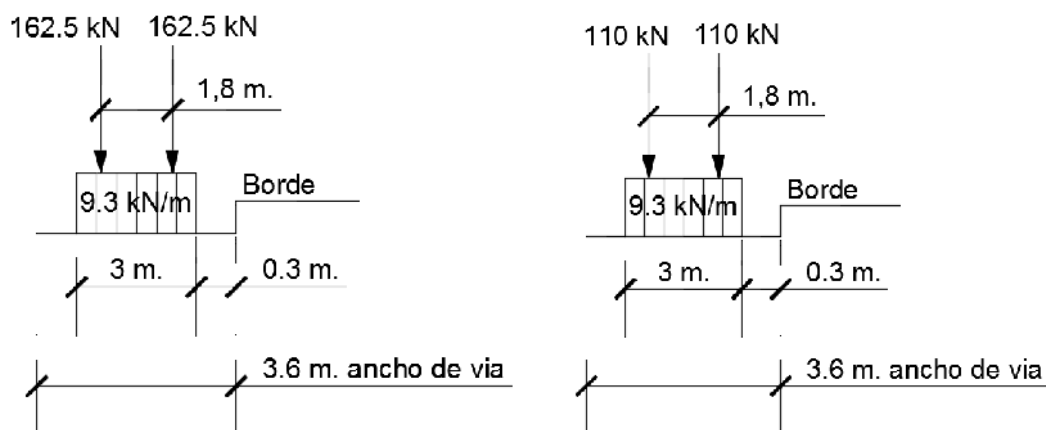


Figura 2.10 Combinación para el diseño en voladizo (Transversal) (Fuente: elaboración propia)

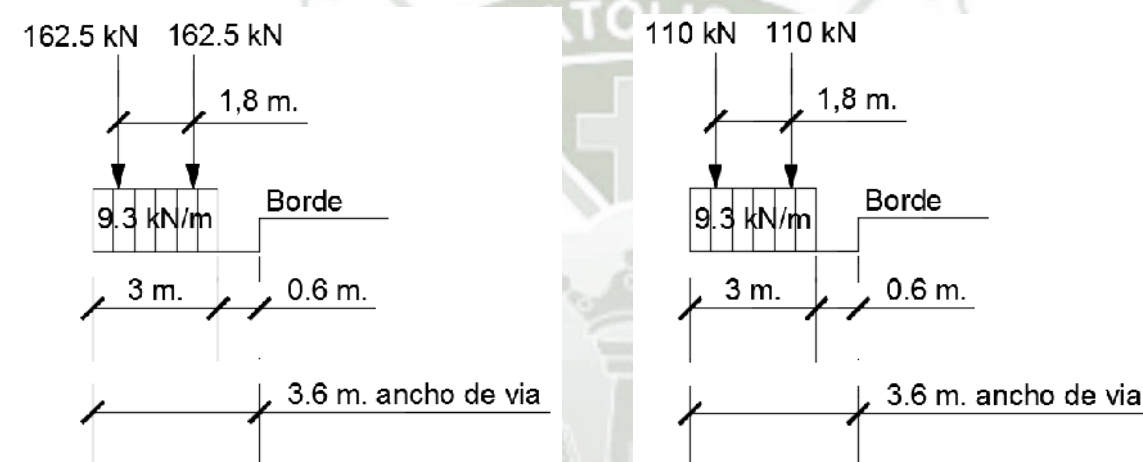


Figura 2.11 Combinación para el diseño en general (Transversal) (Fuente: elaboración propia)

2.3.2. FUERZA DE FRENADO

De igual manera se tiene ciertas condiciones para el frenado del tren de cargas HL-93, ya que esta carga es aplicada a 1.80 metros de la calzada y tiene cuatro condiciones a tener en cuenta.

- 25% de camión de diseño.
- 25% de tándem.
- 5% del camión de diseño más una consideración por la fuerza de inercia a lo largo del puente.
- 5% del tándem más una consideración por la fuerza de inercia a lo largo del puente.

Para la selección de la fuerza del frenado se desarrolla cada una de estas condiciones y al final se escoge la mayor y se somete a una nueva fórmula para poder definir la fuerza neta de frenado, siendo dicha formula la siguiente:

$$BR_{net} = BR_{sl} \times \#carriles \times FPM$$

En la cual:

BR_{net} = Fuerza neta de frenado en el puente

BR_{sl} = Fuerza de frenado de la condición mayor antes mencionada.

FPM = Factor de presencia múltiple que viene dada de la tabla 2.3.

2.3.3. CARGA MUERTA POR DISPOSITIVOS AUXILIARES

De esta forma se consideran como dispositivos auxiliares los uros New Jersey y las barandas peatonales que son colocados como elementos de seguridad ya sea para separar carriles entre sí o con la acera como son los primeros o para limitar la vereda con el borde del puente como son las segundas.

De cierto modo las secciones de estos quedarían así por recomendaciones de normativas.

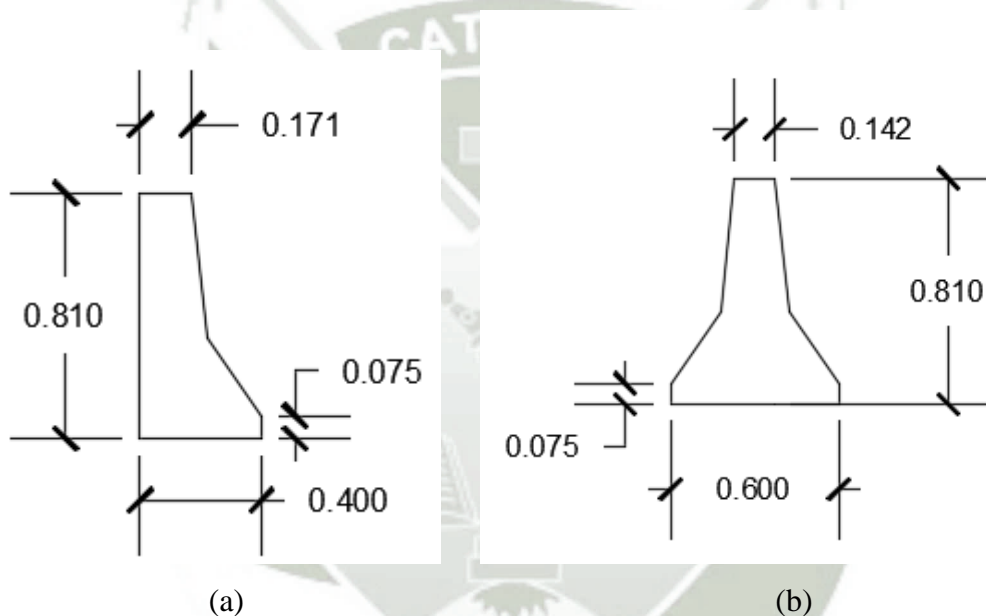


Figura 2.12 Barreras New Jersey de seguridad vial (Fuente: elaboración propia)

La barrera (a) se colocaría en los extremos de la calzada para delimitarla de la acera, mientras que la barrera (b) se colocaría al centro de la calzada para separar los distintos sentidos de los carriles.

Para la baranda, se considera la normativa nacional dada por la tabla:

Tabla 2.4 Tabla de fuerzas de diseño en barandas. (Fuente: elaboración propia)

FUERZAS	POR NIVELES DE IMPORTANCIA DE PUENTES		
	PL - 1	PL - 2	PL - 3
Ftransversal (kN)	120	240	516
Flongitudinal (kN)	40	80	173
Fvertical (kN)	20	80	222
Lt y Ll (m)	1.22	1.07	2.44
Lv (m)	5.50	5.50	12.20
He (min) (m)	0.51	0.81	1.02
mínima altura de pasamano (m)	0.51	0.81	1.02

Donde se tendrán distintos tipos de barandas de acuerdo a su uso o importancia de la vía.

- PL-1: común en estructuras cortas sobre puentes rurales y de bajo tránsito de carga pesada con velocidades pequeñas.
- PL-2: común en zonas importantes con velocidades considerables en puentes urbanos donde hay variedad de vehículos pesados.
- PL-3: común en autopistas con pendientes variables, un alto número de vehículos pesados y con velocidades máximas tolerables.

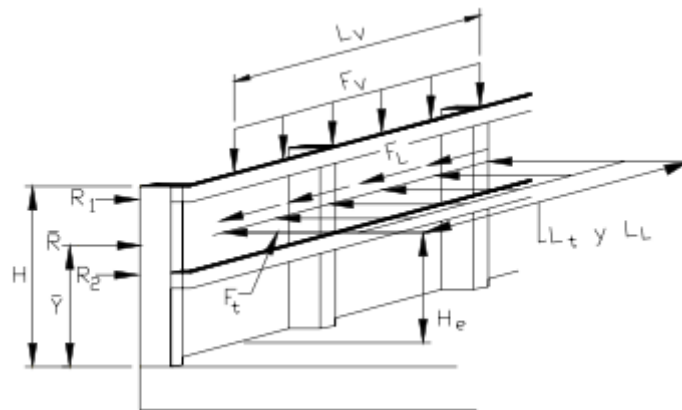


Figura 2.13 Fuerzas de diseño para barandas (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).

2.3.4. CARGA SÍSMICA

La carga sísmica en nuestro modelo vendría a ser dado de dos métodos ya que se plantea inicialmente una análisis espectral de todos los puentes para que con estos resultados se pueda diseñar los dos puentes que tengan mayor dispersión, es decir que su desplazamiento con respecto a su altura sea mayor, luego de esto y teniendo diseñados los puentes se procede con un último análisis para llegar al objetivo final, dicho análisis vendría a ser dado por un análisis de historia en el tiempo con acelerogramas.

Para el análisis espectral se tomó en cuenta la norma del MTC, que a su vez está basada en la norma de la AASHTO LRFD 2012 y para poder construir el espectro de respuesta sísmica se tuvieron que tomar datos nacionales de acuerdo a la normativa, teniendo así un espectro de respuesta de la siguiente forma.

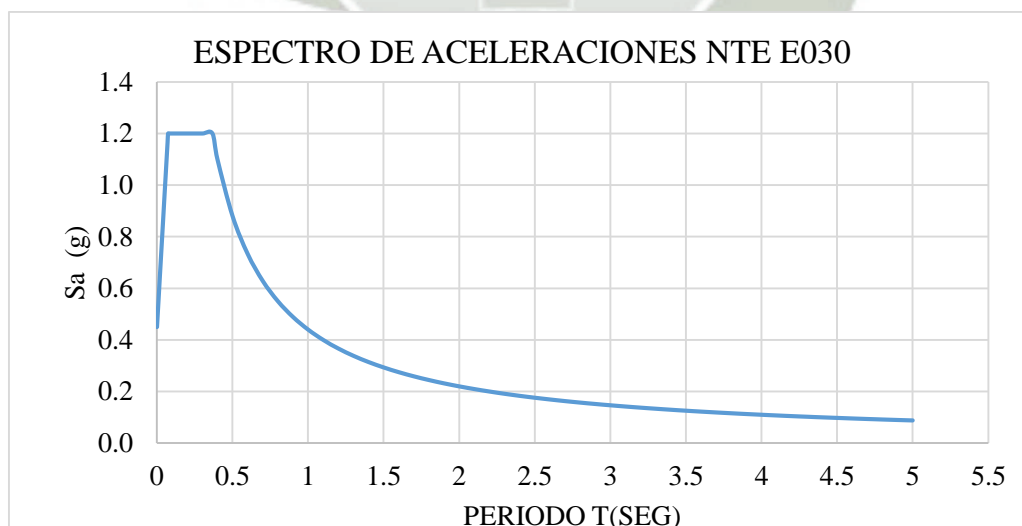


Figura 2.14 Espectro de Respuesta Sísmica (Fuente: elaboración propia)

Para poder construir dicho espectro se tuvo que tomar en cuenta varios datos, teniendo en cuenta la ubicación del proyecto y el tipo de suelo, los cuales se utilizaran para desarrollar la siguiente formula:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_o} \right)$$

Siendo:

$$A_s = F_{pga} \cdot PGA$$

$$S_{DS} = F_a \cdot S_s$$

En la cual:

C_{sm}: Coeficiente de respuesta sísmico elástico

PGA: Coeficiente de aceleración pico del terreno

S_s: Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal.

T_m: Periodo de vibración de mth mode (s).

T_o: Periodo de referencia usado para definir la figura espectral = 0.2 Ts (s)

T_s: Esquina del periodo en el cual los cambios de espectro de ser independiente del periodo pasa a ser inversamente proporcional al periodo = S_{D1} / S_{DS}

S₁: coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.1 segundo de periodo sobre roca.

Cabe aclarar que el tipo de sitio se considera sitio clase B, este se observará en la tabla 2.5:

Tabla 2.5 Definición de clase de sitio (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $v_s > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft/s $< v_s < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< v_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $N > 50$ golpes/ ft, o $S_u > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con 600 ft/s $< v_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < N < 50$ golpes/ ft, o $1.0 < S_u < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $v_s < 600$ ft/s o con cualquiera $N < 15$ golpes/ ft o $S_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40$ por ciento y $S_u < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10$ ft de turba o arcilla altamente orgánica donde H = espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 25$ ft con $PI > 75$) • Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas ($H > 120$ ft)

Excepciones: Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

En la cual:

V_s : Promedio de la velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100ft.

N : Promedio de la cantidad de golpes (golpes/ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a los 100ft.

S_u : Promedio de resistencia al corte no drenado en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelo superiores a los 100ft.

PI : Índice plástico (ASTM D4318).

w : Contenido de humedad (ASTM D2216).

Luego se tiene los factores de sitio en el Perú que son los datos F_{pga} , F_a y F_v que se obtienen de los coeficientes PGA , S_s y S_1 en las distintas zonas del Perú. Se tienen los valores:

$$PGA = 0.450$$

$$S_s = 1.200$$

$$S_1 = 0.440$$

Los factores de sitio se obtendrán de las siguientes tablas

Tabla 2.6 Valores de Factor de sitio F_{pga} en Periodo-cero en el espectro de aceleración.

(Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).

Clase de sitio	Coeficiente aceleración pico del terren (PGA) ¹				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar línea recta de interpolación para valores intermedios de PGA.
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Tabla 2.7 Valores de factor de sitio F_a para rango de periodo corto en el espectro de aceleración. (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).

Clase de sitio	Coeficiente aceleración espectral en Periodo 0.2 sec (Ss) ¹				
	SS < 0.25	SS = 0.50	SS = 0.75	SS = 1.00	SS > 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de Ss.
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Tabla 2.8 Valores de factor de sitio F_v para rango de periodo largo en el espectro de aceleración. (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).

Clase de sitio	Coeficiente aceleración espectral en Periodo 1.0 sec (S1) ¹				
	S1 < 0.1	S1 = 0.2	S1 = 0.3	S1 = 0.4	S1 > 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F ²	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de S1.
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Siendo los datos:

$F_{pga} = 1.000$

$F_a = 1.000$

$$F_v = 1.000$$

Para entender mejor los datos y en donde se colocarán dentro de la gráfica final, la AASHTO nos brinda una guía del espectro, la cual está reflejada en una gráfica similar a la que nos debería salir en nuestro propio espectro, la cual es:

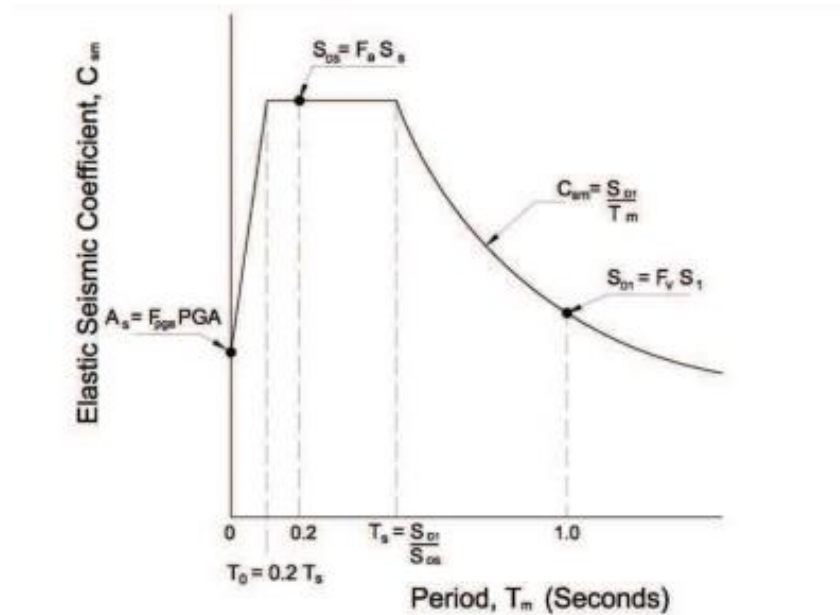


Figura 2.15 Espectro de Respuesta de Diseño (Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012).

Teniendo finalmente el espectro de respuesta de diseño especificado en la figura 2.15, la cual se colocará en nuestro modelo para poder realizar el primer análisis y con eso poder diseñar nuestro puente.

Se tendrá también un coeficiente de modificación de respuesta sísmica, el mismo que reducirá las fuerzas dadas en un análisis elástica, es decir reducirá las fuerzas del espectro de respuesta.

Tabla 2.9 Factores de modificación de respuesta en subestructuras (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).

Subestructura	Categoría Según la Importancia		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1.5	1.5	2.0
Pilares de pilotes de concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas simples	1.5	2.0	3.0
Pilar de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y concreto			
• Sólo pilotes verticales	1.5	3.5	5
• Con pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Pilares multicolumna	1.5	3.5	5.0

También se tendrá una alternativa para la transmisión de fuerza internas de acuerdo al tipo de conexión que se tenga en la subestructura.

Tabla 2.10 Factores de modificación de respuesta según las conexiones (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016).

Unión	Todas las Categorías
Superestructura - Estribo	0.8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	0.8
Columnas, pilares de pilotes	1.0
• Vigas cabecera o superestructura	1.0
Columnas o Pilares - Fundaciones	1.0

El uso de estas fuerzas sísmicas en cualquiera de los ejes principales deberá obedecer a una combinación de ambas tanto en una dirección principal como en su perpendicular ya que se deberá tomar en cuenta un porcentaje de una con respecto a la otra ya que la dirección del sismo que afecte a la estructura será desconocida y se tomará tal y como se muestra a continuación:

- 100% de un eje principal siendo este el primer eje principal más un 30% del eje perpendicular a este.
- 100% del otro eje principal más un 30 % del eje perpendicular a este, siendo el primer eje principal.

2.3.5. CARGA PEATONAL SOBRE VEREDAS

Para la carga peatonal se toma el valor establecido tanto por la normativa de la AASHTO – LRFD 2012 como por el Manual de Puentes del MTC 2016 será de 367 kgf/m^2 , para puentes vehiculares. La cual se deberá aplicar en todas las aceras de más de 0.60 m., la cual deberá ser considerada al mismo tiempo que la carga vehicular.

Pero como también se considera para puentes únicamente peatonales un valor distinto y mayor que nos da la norma y que vendría a ser de 420 kgf/m^2 .

Cabe resaltar que no se considera la fuerza del viento sobre la estructura ya que hay tres puntos que se tomaron para esta decisión. El primero es que al ser alturas no muy grandes el viento afectaría poco en la estructura. Segundo, debido a que el viento es una carga horizontal, se prefirió trabajar solo con la carga sísmica, que también es horizontal pero mucho mayor a la carga del viento, que como ya se dijo llegaría a ser muy pequeña en comparación. Y tercero como bien se dijo al ser carga menor no se consideró en las combinaciones tomadas más adelante.

De acuerdo a estas cargas se procede con los metrados, pero en algunos casos no se puede contar con las especificaciones de los materiales, es por ello que la normativa nos brinda una tabla con todos los pesos específicos de cada material, siendo la siguiente:

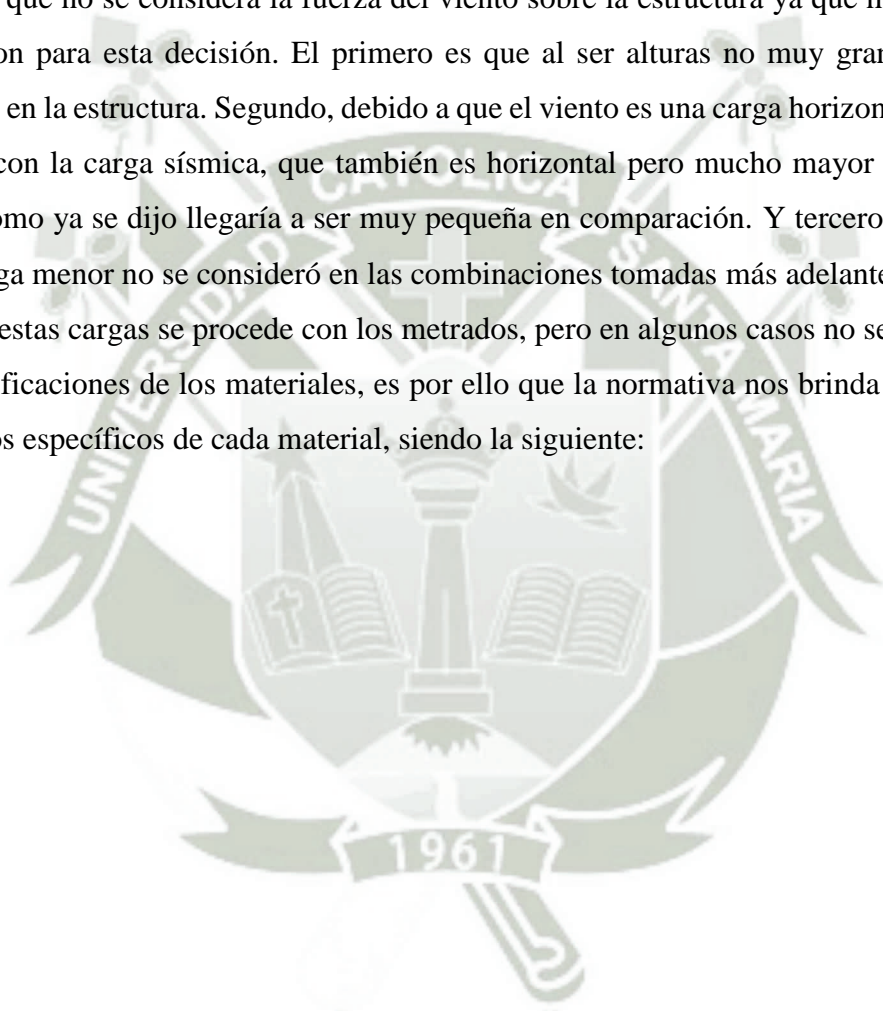


Tabla 2.11 Cuadro de especificaciones de pesos unitarios para cada material. (Fuente: elaboración propia)

MATERIALES	PESO UNITARIO (kgf/m³)
Acero	7850
Albañilería de piedra	2700
Aluminio	2800
Arena, tierra o grava sueltas	1600
Arena, tierra o grava compactas	1900
Asfalto	2250
Balasto	2250
Concreto Armado	2500
Concreto Ligero	1740
Concreto Normal	2400
Hierro forjado	7200
Madera	1020
Rieles para tránsito	300 Kgf/m

Con todo esto se procede a seleccionar las combinaciones de carga para el modelo, se nombrarán los tipos de combinaciones que existen, se dará un resumen y luego se procederá con la elección y el por qué se escogió dicha combinación.

2.3.6. COMBINACIONES DE CARGA

Se tienen hasta cuatro tipos de combinaciones, ya sean por resistencia, servicio, evento extremo o por fatiga, dentro de los cuales se tienen distintas combinaciones, dándonos un total de trece combinaciones.

- Resistencia I, combinación de cargas con respecto a la carga vehicular, sin considerar viento.
- Resistencia II, se consideran vehículos especiales, sin considerar el viento.
- Resistencia III, puente expuesto a vientos mayores a 90 km/h.
- Resistencia IV, relaciones muy altas de cargas muertas con respecto a cargas vivas.
- Resistencia V, uso vehicular sometido a vientos de 90 km/h.
- Evento Extremo I, combinación que incluye sismo

- Evento Extremo II, combinación que incluye cargas de hielo, colisiones y ciertos eventos hidráulicos.
- Servicio I, se considera un uso normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas en valor nominal.
- Servicio II, considerado para controlar la fluencia de estructuras de acero y deslizamiento de conexiones críticas.
- Servicio III, cuando hay fuerzas debido a estructuras con concreto pretensado.
- Servicio IV, cuando hay fuerzas debido al pretensado en columnas exclusivamente.
- Fatiga I, combinación de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga infinita por la carga inducida.
- Fatiga II, combinación de carga de fatiga relacionada a la vida de fatiga finita por la carga inducida.

De todas estas combinaciones de carga, las que más se ajustan a nuestro modelo vienen a ser dos.

- ❖ RESISTENCIA I, es la combinación básica y que no incluye cargas de viento.
- ❖ EVENTO EXTREMO I, es la única combinación que incluye sismo.
- ❖ SERVICIO I, combinación relacionada al concreto armado para controlar el ancho de las grietas que pueda tener este y además para realizar el análisis de tensión de vigas en estructuras de este material.

En muchas ciudades en el Perú se observan algunos puentes que fueron diseñados de una forma convencional y que en varios aspectos observados no se utilizó de una manera correcta el análisis estructural y aún peor en el diseño de estos, por lo tanto, su respuesta no siempre es la deseada.

Por ello mediante este trabajo de tesis se pretende dar una solución a esos diseños ya que con el uso de aisladores sísmicos se pueden llegar a tener diseños más esbeltos y con menor cantidad de recursos.

En la tabla 2.12 se muestran las combinaciones de carga y los factores que tienen los distintos componentes que la conforman. Y en la tabla 2.13 se mostrarán los distintos valores que tendrá el factor de carga para cargas permanente

Tabla 2.12 Combinaciones y factores de diseño (Fuente: Manual de Puentes MTC 2016)

COMBINACION DE CARGAS ESTADO LIMITE	DC ES DD	LL IM														
	EL DW PS	CE BR														
	EH CR EV	PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV		
RESISTENCIA I																
A menos que se especifique lo contrario	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}							
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}							
RESISTENCIA III	γ_p	-	1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}							
RESISTENCIA IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20									
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}							
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00						
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	1.00		
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}							
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20									
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}							
SERVICIO IV	1.00		1.00	0.70		1.00	1.00/1.20		1.00							
FATIGA I Solamente LL, IM y CE		1.50														
FATIGA II Solamente LL, IM y CE		1.50														

Tabla 2.13 Factores de carga para carga permanente, γ_p (Fuente: Manual de Puentes MTC 2016)

TIPO DE CARGA, TIPO DE FUNDACIONES, Y METODOS USADOS PARA FUERZA DE ARRASTRE HACIA ABAJO (DOWNDRAJ)	FACTOR DE CARGA	
	MÁXIMO	MÍNIMO
DC: Componentes y Auxiliares	1.25	0.90
DC: Resistencia IV Solamente	1.50	0.90
DD:		
Downdrag Pilotes, Método de Tomlison	1.40	0.25
Pilotes, Método de Tomlison	1.05	0.30
Pilotes Perforados, (Drilled Shaft) Método de O'Neil and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura y accesorios	1.50	0.65
EH: Presión Horizontal de la tierra		
- Activa	1.50	0.90
- En reposo	1.35	0.90
- AEP para paredes ancladas	1.35	N/A
EL: Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (Locked-in Construction Stresses)	1.00	1.00
EV: Presión Vertical de la Tierra		
- Estabilidad global	1.00	N/A
- Muros y Estribos de retención	1.35	1.00
- Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
- Pórticos rígidos	1.35	0.90
- Estructura flexible enterradas excepto alcantarillas cajón metálicas	1.95	0.90
- Alcantarillas cajón metálicas flexibles y alcantarillas de planchas estructurales con corrugaciones	1.50	0.90
ES: Carga Superficial (sobrecarga) en el terreno	1.50	0.75

CAPÍTULO III

3. MODELAMIENTO Y ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1. MODELADO ESTRUCTURAL

Para el modelado de los modelos de los puentes se requirió de un programa especializado en este tipo de estructuras y teniendo como el más común en nuestro medio se utilizó el CSI Bridge para modelar y analizar los diferentes tipos de puentes de los cuales ya se trató previamente.

3.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y SELECCIÓN DE PUENTE

Para el análisis se tomó como base las diferentes características y normativas mencionadas en el Capítulo 2 de esta tesis, pero adicionalmente se realizó un análisis manual para poder comprobar las respuestas que nos daba el programa CSI Bridge con las respuestas dadas por un análisis propio y con los conocimientos de estructuras.

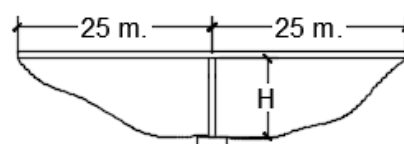
3.2.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PRELIMINAR

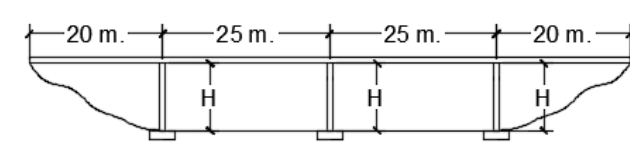
Se realizó un análisis modal para poder seleccionar la sección tipo con la que se trabajará a lo largo de la tesis, debido a que este tipo de análisis nos permite ver cuál será el periodo de la estructura, así como sus desplazamientos puntuales en cada apoyo requerido para poder obtener el desplazamiento relativo de la estructura con respecto a su altura. Para esto se tomó como base que todos los puentes tenían las secciones ya preestablecidas con tres pilares de 1.20 metros de diámetro en cada apoyo con la misma sección de superestructura para todo el puente y los mismos apoyos, solo variando la altura de los pilares de acuerdo a lo planteado.

Además, se consideró que todos los pilares y vigas que estarían involucradas en la subestructura presentarían una inercia agrietada y con esta es con la que se diseñara finalmente, siendo finalmente de 0.5 para vigas y de 0.6 para columnas o pilares.

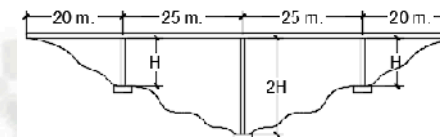
Por lo tanto, luego de efectuar los análisis modales de cada uno de los 4 tipos de puentes:

Tabla 3.1 Resumen de Periodos de estructuras de los puentes (Fuente: elaboración propia)

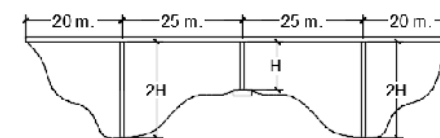
Puente 1			
Periodo Est. (seg)	1.802		
	Apoyo 1		
Desplazamiento Y (m)	0.01088		
Longitud Pilar (m)	10		
Desplazamiento R. (m)	0.001088		

Puente 2						
Periodo Est. (seg)	1.420					
	Apoyo 1				Apoyo 2	Apoyo 3
Desplazamiento Y (m)	0.037094				0.05754	0.037094
Longitud Pilar (m)	10				10	10
Desplazamiento R. (m)	0.0037094				0.005754	0.0037094

Puente 3			
Periodo Est. (seg)	1.693		
	Apoyo 1	Apoyo 2	Apoyo 3
Desplazamiento Y (m)	0.042194	0.066658	0.042194
Longitud Pilar (m)	10	20	10
Desplazamiento R. (m)	0.0042194	0.0033329	0.0042194



Puente 4			
Periodo Est. (seg)	2.204		
	Apoyo 1	Apoyo 2	Apoyo 3
Desplazamiento Y (m)	0.043063	0.06558	0.043063
Longitud Pilar (m)	20	10	20
Desplazamiento R. (m)	0.00215315	0.006558	0.00215315



De esto se concluye que el puente más crítico será el Puente 4 que cuenta con una variación de altura de pilares de $2H$, H y $2H$ siendo H igual a 10 metros, ya que es el que cuenta con mayor periodo de la estructura y tiene un desplazamiento mayor en el pilar central, por lo tanto, este será el modelo a utilizar en presente tesis.

3.2.2. ANALISIS ESTRUCTURAL MANUAL

Para poder hacer la comparación de análisis computacional con uno manual se tomó como única referencia la carga móvil del tren de cargas HL-93, ya que se considera que es la única carga móvil considerable que se registra en el modelo, para poder hacer un análisis completo de este tipo de carga fue necesario realizar un análisis utilizando las líneas de influencia, tomando como conceptos bases los estudios en el curso de pregrado Ingeniería de Puentes, para poder obtener resultados concisos.

Para esto se tomó como referencia la superestructura de la tesis que en todos los tipos de puentes será el mismo, es por ello que se idealizo como un apoyo fijo en el extremo izquierdo y simplemente apoyado en el resto de puntos.

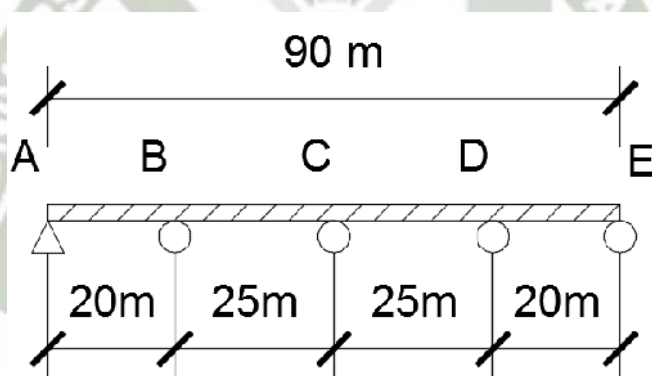


Figura 3.1 Modelo idealizado del puente (Fuente: elaboración propia)

Se prosiguió con el análisis de las líneas de influencia, se tomaron como reacciones redundantes los apoyos B, C y D y se ejecutaron las fórmulas de las vigas conjugadas para poder obtener los valores en cada punto establecido, además se obtuvieron valores cada 5 metros a lo largo del puente, así como también en las distancias de 32.5 m. y 57.5 m. que es donde presumiblemente se encontrarán las cargas máximas (por ser los centros los tramos centrales del puente) y por lo tanto los momentos máximos.

Adicional a estas distancias se tuvo que tener en cuenta las distancias en las que estarán las cargas del camión de cargas HL-93 que son variables, pero como se requieren ejecutar las cargas máximas se obtuvieron lo más cercanas al centro posible, quedando de la siguiente manera.

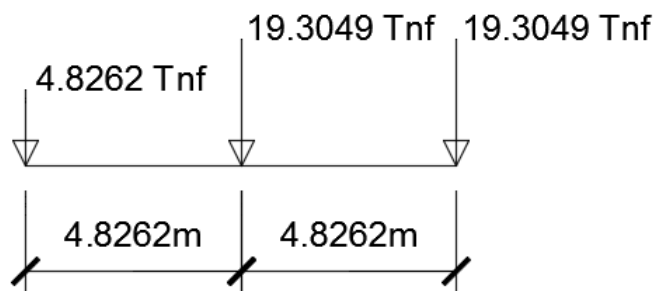


Figura 3.2 Modelo idealizado del Camión de Carga HL-93 (Fuente: elaboración propia)

Las fórmulas que se utilizaron son las siguientes:

- Cuando se tiene la carga a lo largo de la viga:

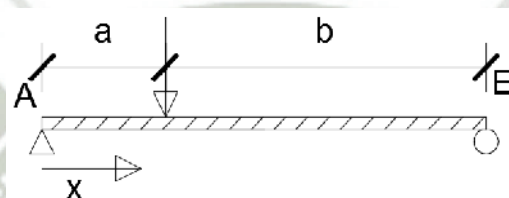


Figura 3.3 Detalle de carga antes del centro del claro (Fuente: elaboración propia)

$$0 \leq x \leq a$$

$$\frac{Pb}{6EIL} (x^3 + b^2x - L^2x)$$

$$a \leq x \leq L$$

$$\frac{Pa(L-x)}{6EIL} (x^2 + a^2 - 2Lx)$$

- Cuando se tiene carga en el centro del claro de la viga:

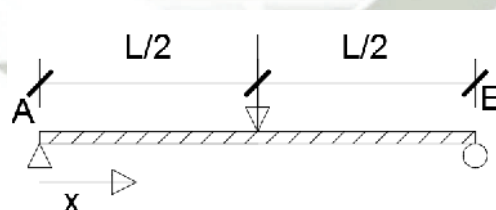


Figura 3.4 Detalle de carga en centro del claro (Fuente: elaboración propia)

$$\frac{P}{48EI} (4x^3 - 3L^2x)$$

Utilizando entonces estas fórmulas se obtuvieron los siguientes resultados para los puntos B, C y D.

Tabla 3.2 Modelo idealizado del puente (Fuente: elaboración propia)

Punto	Distancia (m)	By	Cy	Dy
1	10	-4018.51852	-4979.16667	-2814.81481
B	20	-7259.25926	-9458.33333	-5407.40741
27.828	27.828	-8829.90327	-12292.097	-7137.98756
2	30	-9111.11111	-12937.5	-7555.55556
32.5	32.5	-9357.06019	-13592.4479	-7997.10648
36.7672	36.7672	-9594.26388	-14471.4872	-8644.61283
3	40	-9629.62963	-14916.6667	-9037.03704
C	45	-9458.33333	-15187.5	-9458.33333
4	50	-9037.03704	-14916.6667	-9629.62963
57.5	57.5	-7997.10648	-13592.4479	-9357.06019
5	60	-7555.55556	-12937.5	-9111.11111
D	70	-5407.40741	-9458.33333	-7259.25926
6	80	-2814.81481	-4979.16667	-4018.51852

Se resaltaron los puntos donde se encuentran los apoyos, además se observa que se tienen dos distancias adicionales como 27.828 y 36.7672 m, estas son las distancias de las cargas laterales del camión de cargas HL-93, que como se explicó anteriormente se colocaron lo más cercano posible al centro de la carga que en este caso es 32.5 m., además no se realizó este procedimiento para 57.5m porque se considera que serán los mismos resultados debido a la simetría que se tiene en la estructura.

Luego con estos resultados se prosiguió con el desarrollo de las líneas de influencia, pero para ello había que saber las fuerzas verticales en cada una de las redundantes con respecto a las otras, y para ello se hizo el siguiente sistema de ecuaciones.

$$\Delta xb + V_B \Delta bb + V_C \Delta bc + V_D \Delta bd = 0$$

$$\Delta xc + V_B \Delta cb + V_C \Delta cc + V_D \Delta cd = 0$$

$$\Delta xd + V_B \Delta db + V_C \Delta dc + V_D \Delta dd = 0$$

Luego de resolver tal sistema de ecuaciones, queriendo obtener las cargas verticales de cada redundante para obtener los desplazamientos verticales y así poder dibujar las líneas de influencia que se necesitan se obtuvieron las siguientes formulas con respecto a los desplazamientos verticales de las redundantes con respecto a una carga unitaria en cualquier punto de la viga.

$$V_B = -0.00083439\Delta xb + 0.00070297\Delta xc - 0.00029439\Delta xd$$

$$V_C = 0.00070297\Delta xb - 0.00024308\Delta xc + 0.00070297\Delta xd$$

$$V_D = -0.00029439\Delta xb - 0.00020963\Delta xc - 0.00083439\Delta xd$$

Por lo tanto, estas ecuaciones se reemplazarán con los datos obtenidos en la Tabla 3.2 para obtener los valores y las gráficas en los puntos que se requiera. En nuestro caso son necesarias las gráficas en los puntos de 32.5 y 57.5m para obtener los momentos máximos que se quieren y así comparar con los resultados obtenidos del programa CSI Bridge.

Por ello los resultados obtenidos son:

Tabla 3.3 Resultados de Líneas de Influencia en 32.5m y 57.5m (Fuente: elaboración propia)

Punto	Distancia (m)	M32.5	M57.5
A	0	0	0
1	10	-0.659	0.175
B	20	0	0
	27.828	2.178	-0.476
2	30	3.066	-0.601
MaxX	32.5	4.238	-0.710
	36.7672	2.344	-0.753
3	40	1.218	-0.615
C	45	0	0
4	50	-0.615	1.218
MaxY	57.5	-0.710	4.238
5	60	-0.601	3.066
D	70	0	0
6	80	0.175	-0.659
E	90	0	0

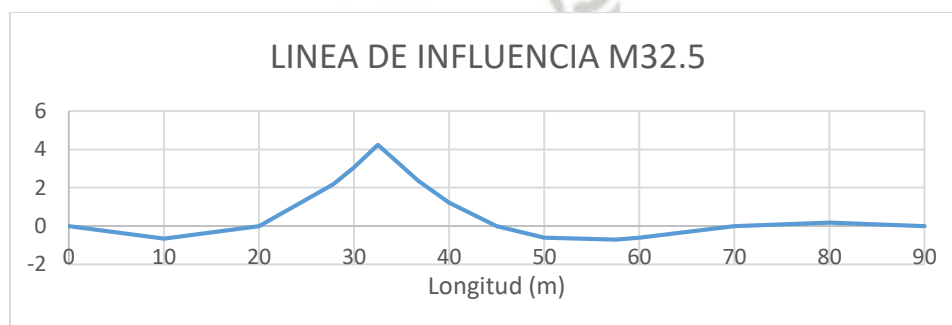


Figura 3.5 Línea de influencia para 32.5 metros. (Fuente: elaboración propia)

Se compararán con los resultados obtenidos del CSI Bridge dados a continuación:

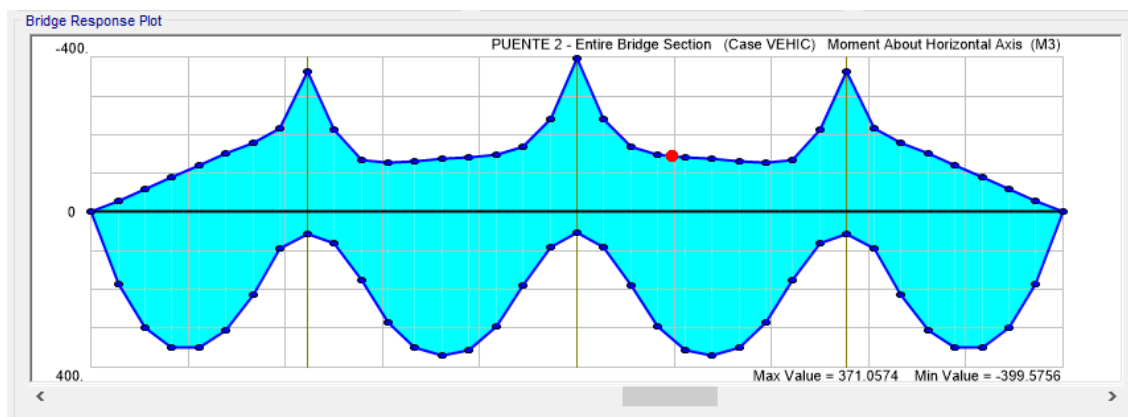


Figura 3.6 Diagrama de Momentos obtenido del programa CSI Bridge (Fuente: elaboración propia)

Obtenido estos valores, se multiplicarán por las cargas que se tienen del Tren de Cargas HL-93 que son los dados en la Figura 3.4 para así tener los resultados reales de acuerdo a las cargas, adicional a esto se añadirá la carga distribuida que va a lo largo de toda la viga y que tiene un valor de 0.9524 Tnf.m, con estos datos se obtiene un valor de 374.4598 Tnf.m, ya que también se tiene que considerar que los resultados del programa CSI Bridge son en todo el puente, es decir que se consideran los dos carriles.

Como se pueden observar los resultados del programa CSI Bridge (371.0574 Tnf.m) y los obtenidos manualmente utilizando el concepto de Líneas de Influencia (374.4598 Tnf.m) varían en un porcentaje menor, que a opinión personal se debe a la utilización de los decimales, por ello se puede decir que el modelo es correcto y se procede con el análisis computacional de toda la estructura.

3.2.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL MODAL

Este análisis se realizará utilizando el programa CSI Bridge, analizando la parte de la superestructura como elementos shells y los pilares o subestructura como elementos frame, ya que este programa, así como los otros de la familia CSI utiliza el método de elemento finitos, ya que es un método de análisis más preciso y da resultados más aproximados.

Para compatibilizar este análisis se realizó un cálculo manual del periodo del modelo que se está tomando. Para ello se tomó los conceptos recibidos en el curso de pregrado Ingeniería Antisísmica, para esto se es necesario considerar que el modelo solo tiene un grado de libertad.

Se tiene así la siguiente ecuación del periodo de la estructural:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

En la cual:

- T = Periodo de la estructura
m = Masa calculada de la estructura
k = Rigidez de la estructura

Siguiendo entonces con el cálculo se procedió a obtener la masa de la estructura, realizando un metrado de esta, teniendo en cuenta que se consideraron la mitad de los pilares para obtener el peso de estos y además se tomaron las áreas tributarias de cada pilar para calcular la masa de la superestructura. Estos datos se muestran a continuación en la tabla 3.4:

Tabla 3.4 Cálculo del Peso Estructural (Fuente: elaboración propia)

METRADO DE VOLUMENES			
DESCRIPCIÓN	ÁREA (m2)	LONGITUD (m)	VOLUMEN (m3)
SUPERESTRUCTURA	7.908	70	553.56
DIAFRAGMAS	11.8	0.5	17.7
PILARES			
LATERALES	3.142	10.815	203.856
PILARES			
CENTRALES	3.142	5.815	54.8046
TOTAL			829.920
CUADRO RESUMEN			
VOLUMEN			
DESCRIPCIÓN	(m3)	PESO ESP. (tnf/m3)	PESO (tnf)
PUENTE	829.920	2.5	2074.801
TOTAL			2074.801
CALCULO DE MASA			
DESCRIPCIÓN	PESO (tnf)	GRAVEDAD (m/s2)	MASA (tnf*s2/m)
PUENTE	2074.801	9.81	211.499
TOTAL			211.499

Luego de esto se realizó el cálculo de la rigidez de la estructura, teniendo como base los pilares y su sección ya que se necesitará calcular los momentos de inercia de estos.

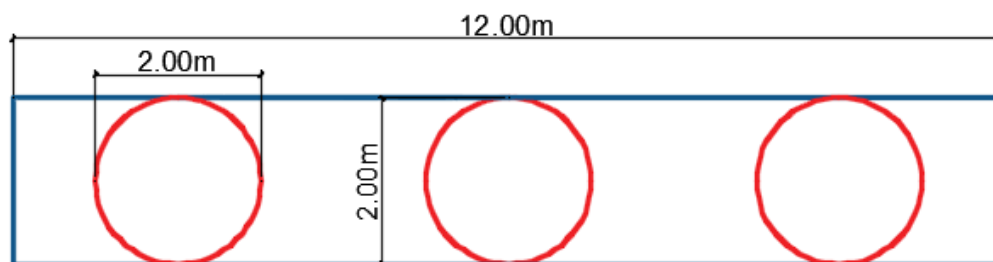


Figura 3.7 Sección típica de Pilares (Fuente: elaboración propia)

$$k_T = \frac{3EI_{xx}}{h^3} \quad k_L = \frac{12EI_{yy}}{h^3}$$

En la cual:

k_T, k_L = Rigideces en sentido transversal y longitudinal

I_{xx}, I_{yy} = Inercia en sentido transversal y longitudinal

E = Modulo de elasticidad de los pilares

h = Altura de pilares, donde se considera desde la base del

pilar hasta el centro de gravedad del tablero según Priestley et. al, 2007.

- Se calcula la rigidez transversal de la estructura teniendo en cuenta que los pilares varían de altura y en forma conjunta, teniendo así que las rigideces de cada uno van en serie.

$$k_{eT} = k_{T1} + k_{T2} + k_{T3}$$

$$k_{eT} = \frac{3EI_{xx}}{h_1^3} + \frac{3EI_{xx}}{h_2^3} + \frac{3EI_{xx}}{h_3^3}$$

Teniendo en cuenta los datos que se tienen:

$$E = 2569293.30 \text{ tnf/cm}^2$$

$$I_{xx} = 102.8872 \text{ m}^4$$

$$y_c = 0.8149 \text{ m}$$

$$h_1 = 20.8149 \text{ m}$$

$$h_2 = 10.8149 \text{ m}$$

$$h_3 = 20.8149 \text{ m}$$

Reemplazando los datos se tiene:

$$k_{eT} = 802818.377 \text{ tnf/m}$$

Por lo tanto, para el periodo de la estructura en este sentido se tendrá:

$$m = 211.499 \text{ tnf*s}^2/\text{m}$$

$$k_{eT} = 802818.377 \text{ tnf/m}$$

$$\therefore T_T = 0.102 \text{ seg}$$

- Para el sentido longitudinal se tiene que cada pilar trabaja de manera distinta, por lo tanto, estos trabajan de manera paralela, siendo así:

$$k_{eL} = \frac{1}{k_{L1}} + \frac{1}{k_{L2}} + \frac{1}{k_{L3}}$$

$$k_{eL} = \frac{1}{\frac{12EI_{yy}}{h_1^3}} + \frac{1}{\frac{12EI_{yy}}{h_2^3}} + \frac{1}{\frac{12EI_{yy}}{h_3^3}}$$

Teniendo en cuenta los datos que se tienen:

$$E = 2569293.30 \text{ tnf/cm}^2$$

$$I_{yy} = 2.3562 \text{ m}^4$$

$$y_c = 0.8149 \text{ m}$$

$$h_1 = 20.8149 \text{ m}$$

$$h_2 = 10.8149 \text{ m}$$

$$h_3 = 20.8149 \text{ m}$$

Reemplazando los datos se tiene:

$$k_{eL} = 3763.7002 \text{ tnf/m}$$

Por lo tanto, para el periodo de la estructura en este sentido se tendrá:

$$m = 211.499 \text{ tnf*s}^2/\text{m}$$

$$k_{eL} = 3763.700 \text{ tnf/m}$$

$$\therefore T_L = 1.48945 \text{ seg}$$

- Finalmente se procede con la combinación de estos periodos utilizando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados en cada dirección tanto transversal como longitudinalmente, teniendo así:

$$T_c = \sqrt{T_T^2 + T_L^2}$$

$$T_c = 1.493 \text{ seg}$$

CAPÍTULO IV

4. DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

4.1.1. DESCRIPCIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

En el capítulo 2, se tuvieron varias consideraciones y recomendaciones de la normativa de la AASHTO para realizar los predimensionamientos de cada sección del tablero del puente, teniendo finalmente las siguientes medidas en la calzada:

- Ancho de Calzada: 3.60 metros
- Ancho de Acera: 1.30 metros
- Ancho de Berma lateral: 1.10 metros
- Ancho de muros exteriores: 0.40 metros
- Ancho de muro intermedio: 0.60 metros

Además, también se tuvo que realizar los predimensionamientos tanto para el alto del tablero como para el espesor de las losas que tendrá este, para ello se tomaron diferentes consideraciones de la normativa de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012 para las dimensiones descritas de la superestructura, es decir del tablero propiamente dicho del puente, además de la ACI 343R-95 para conocer las luces que puede abarcar un puente de estas características como es el Concreto Armado.

De estas normativas se tiene que las luces a abarcar en un puente tipo viga y más específicamente cajón como este caso en concreto armado puede tener entre 12 y 25 metros de luz entre tramos.

También de acuerdo a la tabla de alturas de la superestructura, que también nos diferencia entre los tipos de materiales y secciones de tableros de puentes se tienen las formulas $0.060L$ para cuando son secciones simples y de $0.055L$ para cuando son secciones continuas como es nuestro caso, siendo L la longitud entre tramos descrita y obtenida previamente, siendo 0.055 (25) obteniendo 1.375 m de peralte del tablero del puente, siendo esta dimensión la mínima a considerar, pero se prefirió trabajar con 1.50 metros. Se consideró una longitud de volado de 1.55 metros obedeciendo a que se consideraran solo la acera y los muros laterales estén dentro del volado para así obtener menor impacto a este que si se considerara también parte de la vía, siendo su espesor de 0.30 en la parte

de la acera y de 0.20 en la parte de los muros de contención laterales, como se mostrara en la imagen 4.1.

Teniendo así que el ancho del tablero en sí, será de 10.30 metros, ya que se descontaron los volados, también se consideraron el ancho de las vigas internas de 0.30 metros. Se tomó también que el ancho de los cajones internos del tablero sea de 2.20 x 1.10 metros de dimensión para así tener cuatro cajones iguales internos en el tablero. Para las alturas de las losas del tablero tanto superior como inferior se consideró la siguiente formula:

$$H = 0.10 + \frac{S}{30}$$

De lo cual:

S = Separación entre nervios

Teniendo así entonces unas dimensiones de 0.20 metros de altura de cada losa del tablero. Todo esto se refleja notablemente en la figura 4.1 donde se detalla cada parte del tablero.

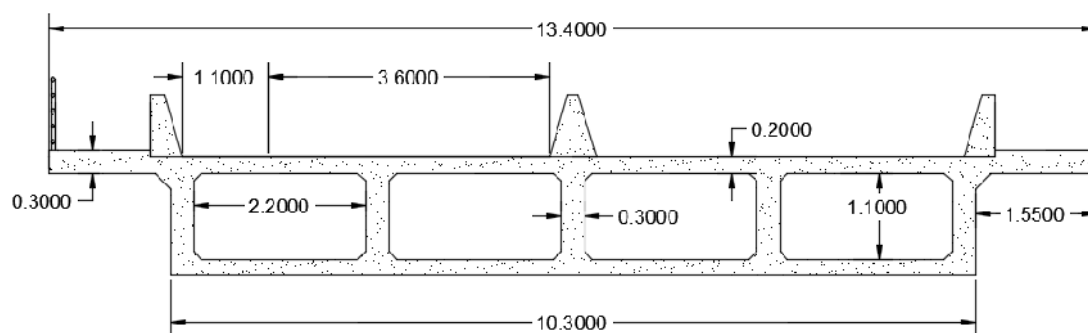


Figura 4.1 Tablero del Modelo (Fuente: elaboración propia)

4.1.2. DISEÑO DE LOSA SUPERIOR DEL PUENTE

4.1.2.1. DISEÑO DEL VOLADIZO

Para poder diseñar el área de acero requerido en el voladizo, es necesario hacer los cálculos previos para obtener su momento final.

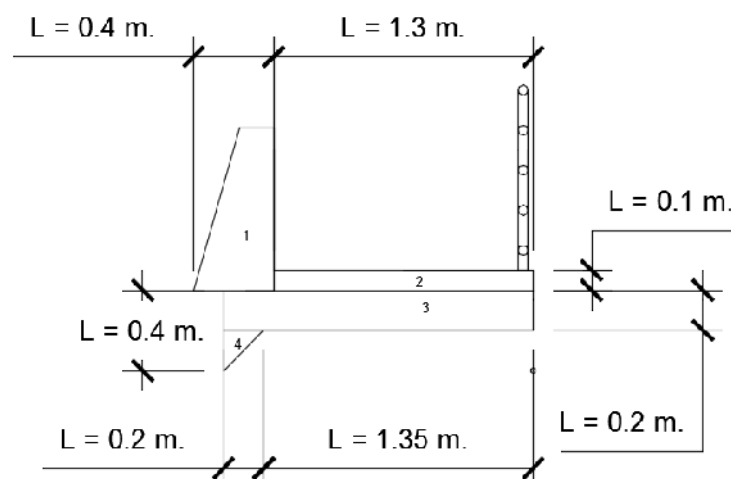


Figura 4.2 Área del voladizo del tablero (Fuente: elaboración propia)

Tabla 4.1 Carga muerta del peso propio del volado (Fuente: elaboración propia)

ELEMENTO	ÁREA (m ²)	ANCHO EQUIV. (m)	PESO ESPEC. (tnf/m ³)	BRAZO (m)	MOMENTO (tnf.m/m)
1	0.231	1.000	2.500	1.437	0.831
2	0.130	1.000	2.500	0.650	0.211
3	0.310	1.000	2.500	0.775	0.601
4	0.020	1.000	2.500	1.483	0.074
TOTAL					1.717

Como se puede observar se consideró el peso específico del concreto como 2.50 tnf/m³ según la normativa de la AASHTO.

Además, también se considera el punto para tomar momentos, como el más alejado inferior y a la derecha, marcado en la figura 4.2.

Tabla 4.2 Carga Muerta de la baranda metálica (Fuente: elaboración propia)

ELEMENTO	FUERZA/PESO (tnf/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (tnf.m/m)
A	0.2	0.05	0.01

Tabla 4.3 Carga Viva peatonal (Fuente: elaboración propia)

ELEMENTO	FUERZA/PESO (tnf/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (tnf.m/m)
P	0.6	0.65	0.39

Para calcular el momento último que será necesario para obtener el área de acero necesario en el volado, se considera la combinación de Resistencia I. Teniendo así:

$$M_{Uv} = 1.25(1.717 + 0.01) + 1.75(0.39) = 2.8415 \text{ tnf.m/m}$$

Luego se calculará el área de acero en el voladizo considerando:

$$M_{Uv} = 2.8415 \text{ tnf.m/m}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$r = 3 \text{ cm}$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b}} = 0.636 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})} = 4.506 \text{ cm}^2$$

Se consideró por lo tanto 7 varillas de 3/8" cada 14 cm, a lo largo de todo el puente ya que es sección constante.

4.1.2.2. DISEÑO DE LA LOSA EN CENTRO DE VIGA CAJÓN

- Peso de Losa

$$el = 0.20 \text{ m}$$

$$\gamma cr = 2.50 \text{ tnf/m}^3$$

$$FD = el * \gamma cr = 0.5 \text{ tnf/m}^2$$

- Peso de Carpeta Asfáltica

$$ea = 0.07 \text{ m}$$

$$\gamma_{ca} = 2.25 \text{ tnf/m}^3$$

$$FA = ea * \gamma_{ca} = 0.158 \text{ tnf/m}^2$$

- Peso de Carga Viva Móvil

Considerando el 33% adicional por efectos Dinámicos:

$$F1 = 4.8262 \text{ tnf}$$

$$F2 = F3 = 19.3049 \text{ tnf}$$

$$Lvi = 2.20 \text{ m}$$

Se calculan los momentos en la zona central de la losa.

Debido a la carga muerta del peso de la Losa:

$$M_D = 0.10 * FD * Lvi^2 = 0.242 \text{ tnf.m/m}$$

Debido a la carga de asfalto:

$$M_A = 0.10 * FA * Lvi^2 = 0.076 \text{ tnf.m/m}$$

Debido a la carga viva móvil:

$$S = Lvi$$

$$P = 19.3049 \text{ tnf}$$

$$M_L = 0.80 * \frac{P * (S + 0.6)}{9.8} = 4.413 \text{ tnf.m/m}$$

Se calculará ahora el momento último para obtener el área de acero en el centro de la viga cajón, para ello se considera la combinación de cargas Resistencia I de donde:

$$M_{Uc} = 1.25(M_D + 0.01) + 1.5(M_A) + 1.75(M_L) = 8.1386 \text{ tnf.m/m}$$

Luego se calculará el área de acero en el centro de la viga cajón considerando:

$$M_{Uc} = 8.1386 \text{ tnf.m/m}$$

$$\phi = 0.9$$

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$r = 3 \text{ cm}$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b}} = 1.893 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 13.412 \text{ cm}^2$$

Se consideró por lo tanto 7 varillas de 5/8" cada 14 cm, a lo largo de todo el puente ya que es sección constante.

4.1.2.3. DISEÑO DE ACERO DE DISTRIBUCIÓN (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012 9.7.3.2.)

Considerado el acero necesario para garantizar la adecuada distribución lateral de cargas concentradas en el tablero, ya que se colocará en la cara inferior de la losa superior de este, siendo un porcentaje del refuerzo requerido para el momento positivo.

$\frac{121}{\sqrt{S}} = 81.58 \%$ o el 67% tomando finalmente el menor de estos dos valores, considerando que 67% es el menor valor se tomara este como referencia para el acero de distribución.

$$AR = 0.67 * 13.412 = 8.986 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$AR = \text{Area de acero de Distribucion}$$

Considerando varillas de 5/8" se tendrán en total 5 varillas distribuidas cada 20 cm en la parte inferior de la losa superior en el sentido perpendicular del tablero.

También se tiene que realizar el cálculo para cuando se tiene el acero de distribución en el sentido paralelo al tráfico, considerando la siguiente formula.

$\frac{55}{\sqrt{S}} = 31.08 \%$ o el 50% tomando finalmente el menor de estos dos valores, considerando que el valor calculado es el menor valor se tomara este como referencia para el acero de distribución.

$$AR = 0.3108 * 13.412 = 4.973 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de 1/2" se tendrán en total 4 varillas distribuidas cada 25 cm en la parte inferior de la losa superior en el sentido paralelo al tráfico.

4.1.2.4. DISEÑO DE ACERO DE CONTRACCIÓN

La norma nos especifica que como mínimo se debe considerar un área de acero de 3cm² en cada metro de la losa superior, en la cara superior y en el sentido longitudinal.

Se tomarán varillas de 1/2" siendo distribuidos cada 20 cm en la dirección y lugar especificados previamente.

4.1.3. DISEÑO DE LOSA INFERIOR DEL PUENTE

4.1.3.1. DISEÑO DE ACERO MINIMO PARALELO A LAS ALMAS

La normativa de la AASHTO nos recomienda que será necesario colocar una armadura de acero mínima paralela a las almas del 0.40% del área total de la losa inferior.

$$a_{Li} = 20 \text{ cm}$$

$$L_{Li} = 1030 \text{ cm}$$

$$A_{Li} = 20 * 1030 = 20600 \text{ cm}^2$$

En la cual:

$$a_{Li} = \text{Altura de losa inferior}$$

$$L_{Li} = \text{Longitud de losa inferior}$$

$$A_{Li} = \text{Area de losa inferior}$$

Por lo tanto:

$$As_{min} = 0.0040 * 20600 = 82.4 \text{ cm}^2$$

Entonces usando varillas de 1/2" se tendrán que considerar:

$$\text{Cantidad var} = \frac{As_{min}}{A_{ref}} = 65.047 \text{ varillas}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{L_{Li}}{\text{Cantidad}} = 15.846 \text{ cm}$$

Quedando así una distribución de 66 varillas de 1/2" distribuidas cada 15 cm a lo largo de toda la losa inferior, pero alternando tanto en la parte superior como la parte inferior de esta en el sentido longitudinal del tablero.

4.1.3.2. DISEÑO DE ACERO MÍNIMO PERPENDICULAR A LAS ALMAS

Al igual que en el caso anterior la normativa de la AASHTO nos tiene una recomendación de que la armadura a colocar perpendicular a las almas del tablero no debe ser menor a 0.50% del área total de la losa inferior del tablero y que este refuerzo debe repetirse en ambas caras de la losa.

$$As_{min} = 0.0050 * 20600 = 103 \text{ cm}^2$$

Entonces usando varillas de 1/2" se tendrán que considerar

$$\text{Cantidad var} = \frac{As_{min}}{A_{ref}} = 81.309 \text{ varillas}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{L_{Li}}{\text{Cantidad}} = 12.716 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que utilizar 82 varillas de 1/2" que serán distribuidas cada 12.5 cm a lo largo de toda la losa inferior y en el sentido perpendicular al tránsito del puente.

4.1.4. DISEÑO DE DIAFRAGMAS EN EL TABLERO

En este punto será necesario saber que solo se colocaran diafragmas rígidos en cada apoyo a lo largo de todo el puente, es decir se tendrán 5 diafragmas que irán en sentido transversal al tablero interconectando todas las vigas interiores, siendo de un espesor igual al diámetro de las columnas de los pilares, siendo de 200 cm o 2 metros de diámetro, en

cada apoyo intermedio en los pilares, y de 100 cm o 1 metro en la parte de los estribos, esto con el fin de reducir de una manera óptima la fuerza a torsión para que el tablero y los pilares puedan actuar de una manera adecuada para poder realizar transmisión de cargas.

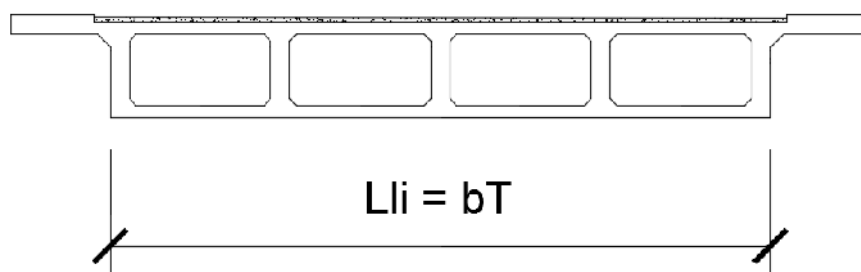


Figura 4.3 Detalle de longitudes del puente utilizadas para el cálculo. (Fuente: elaboración propia)

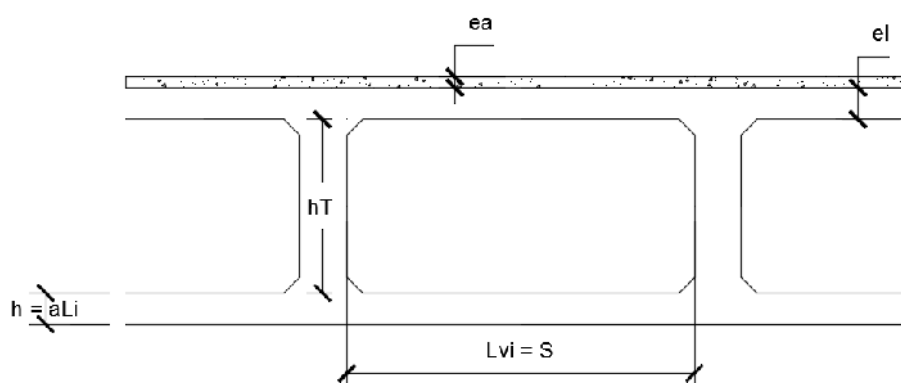


Figura 4.4 Detalle de longitudes en el tablero utilizadas en los cálculos (Fuente: elaboración propia)

4.1.5. DISEÑO DE LAS VIGAS CAJÓN

Como ya se mencionó se utilizó el programa CSI Bridge para realizar el análisis estructural de la estructura y como este programa utiliza el método de elemento finitos, los resultados obtenidos serán óptimos para nuestros propósitos ya que nos brinda una aproximación casi exacta a lo real.

Se tuvo que realizar el análisis sometiendo el modelo a una serie de cargas; tanto muerta como es el caso de los componentes auxiliares como son los muros de contención y las barandas, además de la carpeta de rodadura; también se consideraron las cargas vivas peatonales y las cargas móviles vehiculares en las que se contemplan una serie de parámetros, como son el factor de presencia múltiple de acuerdo al número de carriles que se tendrán, además del factor de amplificación dinámica por impacto, la fricción de los vehículos y su frenado; por nombrar unas cargas.

Preliminarmente como ya explico se realizó el análisis dinámico espectral, con el espectro obtenido de la normativa de la AASHTO (AASHTO LRFD, 2012) y que también se refleja en la normativa nacional del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Manual de Puentes de Diciembre del 2016.

Para realizar el diseño se consideraron tramos y además apoyos que estarán numerados, como se sabe no se podría igualar las fuerzas que se tengan en tramos distintos debido a que se podría sobredimensionar los diseños en los tramos o en los apoyos si es que se toman las máximas fuerzas. Por ello se consideraron 4 tramos que irían de 0 a 20 metros siendo este el primer tramo, de 20 a 45 metros en el segundo tramo, de 45 a 70 metros el tercer tramo y de 70 a 90 metros el cuarto tramo, pero como el modelo es totalmente simétrico se consideraron por razones obvias que los tramos 1 y 4 son iguales y de la misma manera los tramos 2 y 3 del modelo.

Asimismo se consideraron 5 apoyos siguiendo la misma numeración se tendría el apoyo 1 como el estribo 1, el apoyo 2 sería el pilar 1, el apoyo 3 sería el pilar 2, el apoyo 4 sería el pilar 3 y el apoyo 5 sería el estribo 2, esta numeración nos ayudara en el diseño por cortante del tablero, pero de igual manera que en los tramos se tienen apoyos que darán resultantes iguales como son los estribos 1 y 2, siendo los apoyos 1 y 5, los apoyos 2 y 4 también nos darán resultados iguales y el apoyo 3 será el que nos dé resultados distintos a los demás.

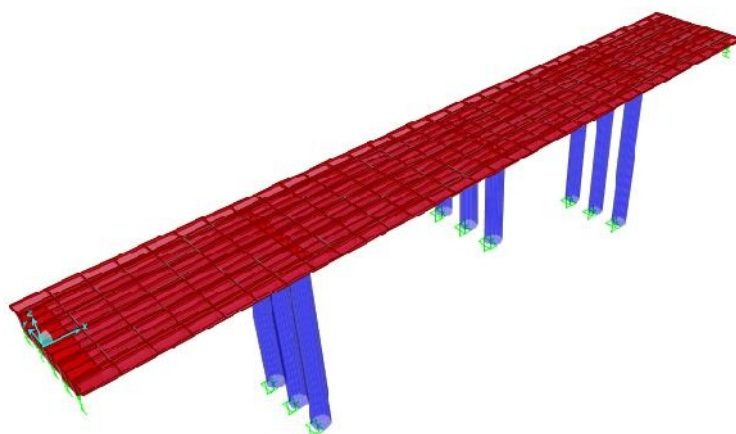


Figura 4.5 Puente en Vista de Elevación 1 (Fuente: elaboración propia)

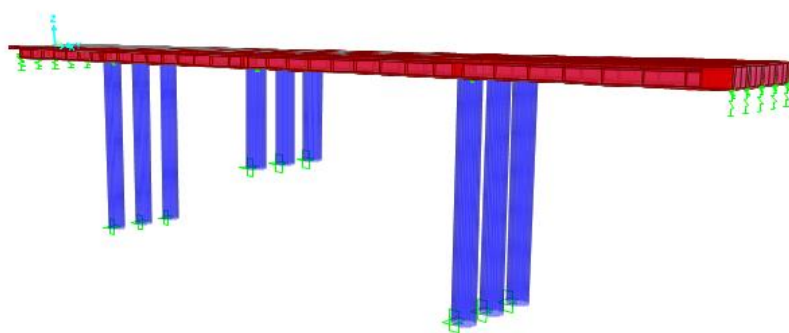


Figura 4.6 Puente en Vista de Elevación 2 (Fuente: elaboración propia)

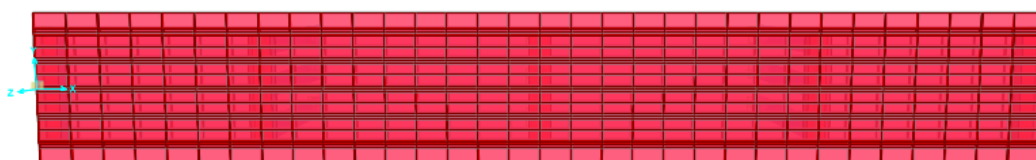


Figura 4.7 Puente en Vista de Elevación 3 (Fuente: elaboración propia)

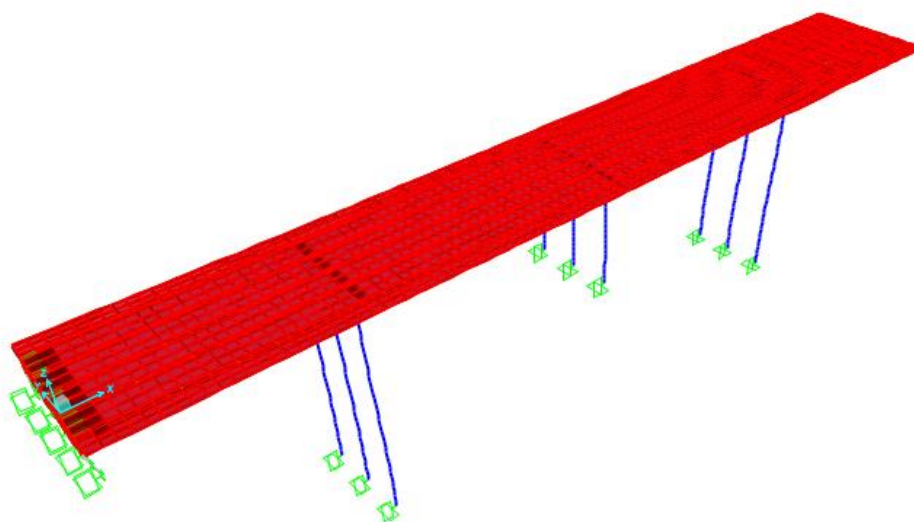


Figura 4.8 Puente analizado en el modo Modal (Fuente: elaboración propia)

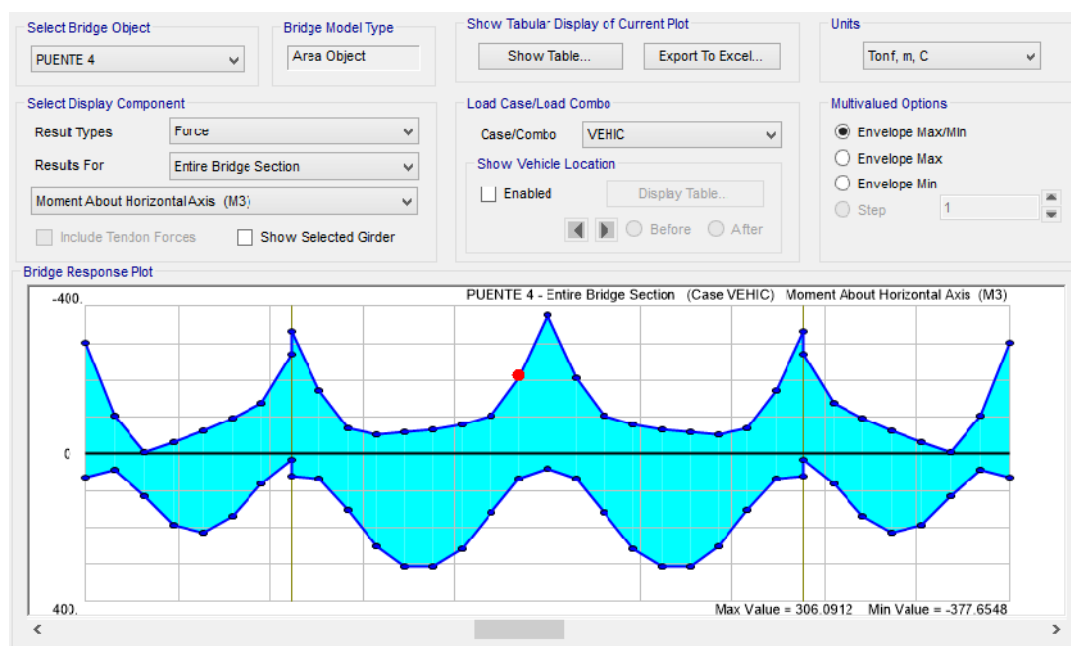


Figura 4.9 Diagrama de momento obtenido de acuerdo a la carga vehicular en el puente (Fuente: elaboración propia)

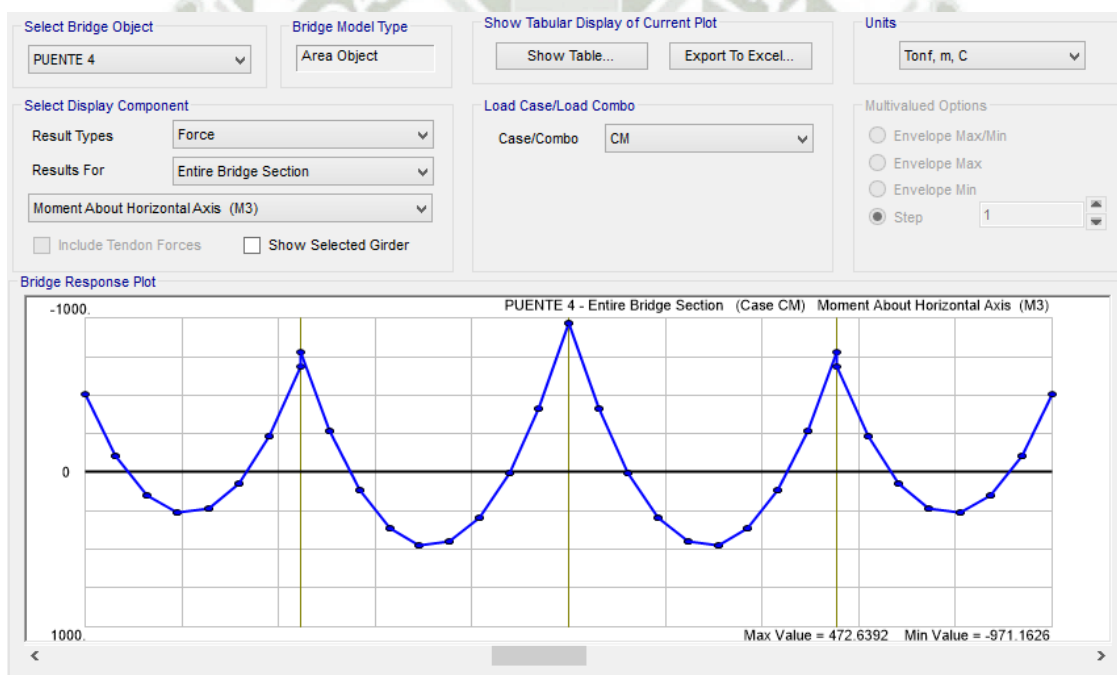


Figura 4.10 Diagrama de momento obtenido de acuerdo a la carga muerta o peso propio (Fuente: elaboración propia)

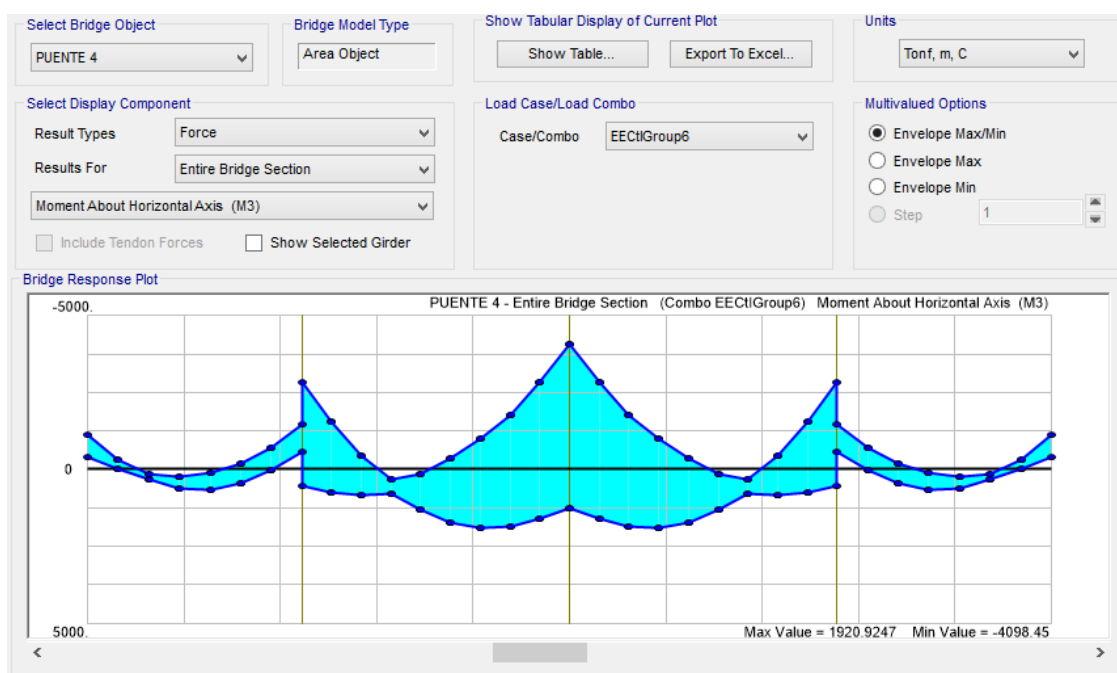


Figura 4.11 Diagrama de momento obtenido de acuerdo a la envolvente de la combinación de Evento Extremo I (Fuente: elaboración propia)

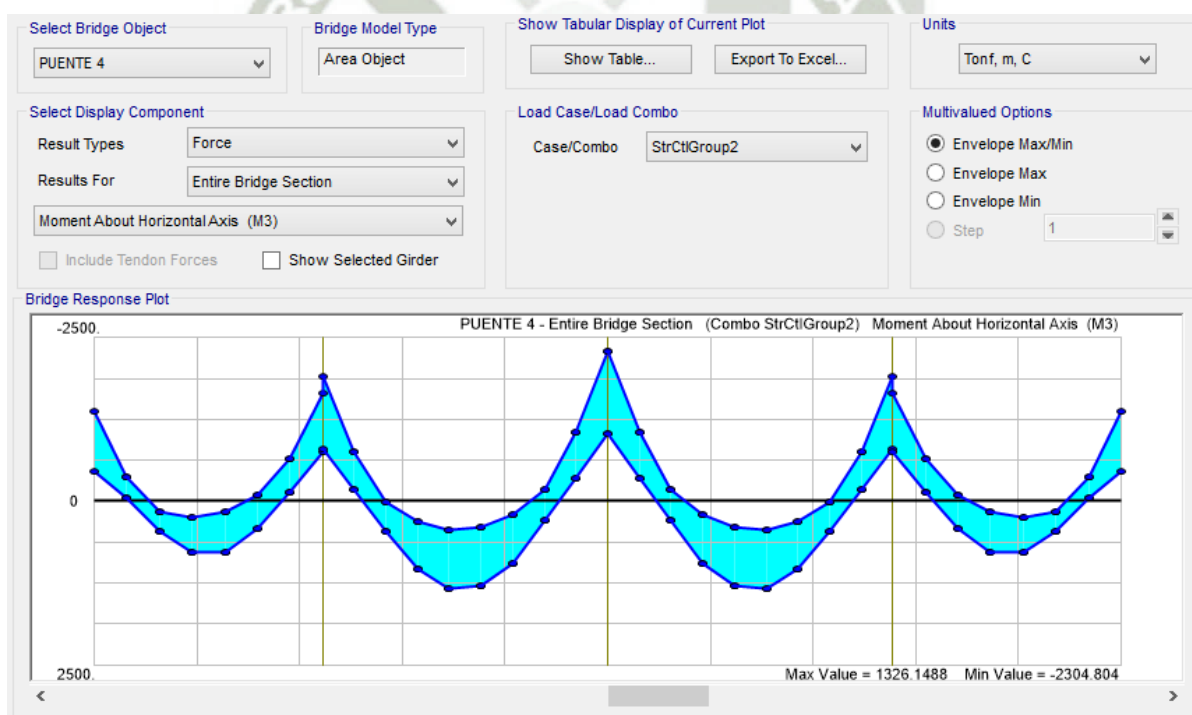


Figura 4.12 Diagrama de momento obtenido de acuerdo a la envolvente de la combinación de Resistencia I (Fuente: elaboración propia)

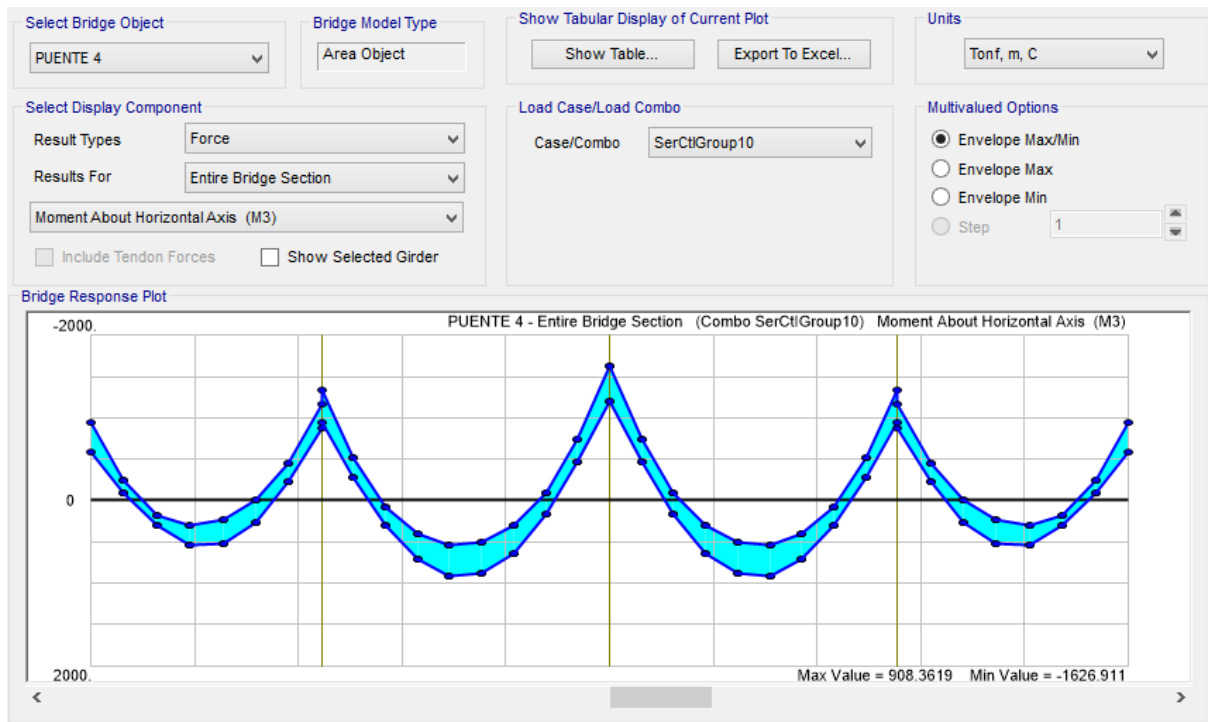


Figura 4.13 Diagrama de momento obtenido de acuerdo a la envolvente de la combinación de Servicio I (Fuente: elaboración propia)

4.1.5.1. DISEÑO POR FLEXIÓN DE ACERO POSITIVO EN PATÍN INFERIOR

a) DISEÑO PARA LOS TRAMOS 2 Y 3

Para obtener el momento positivo máximo en estos tramos se considera la Envolvente de la combinación de Evento Extremo I. Teniendo así:

$$M_{UL+} = 1920.925 \text{ tnf.m}$$

Por lo tanto, con los datos con los que ya se contaban previamente se procede a realizar el diseño del acero positivo en el patín inferior:

$$h_T = 150 \text{ cm}$$

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

Para obtener el factor r_T , será necesario considerar el recubrimiento y además de los aceros que se tienen en la losa inferior, teniendo así:

$$r_T = 4 + 1.27 * 2 + 1.98 * 3 = 12.472 \text{ cm}$$

$$d_T = h_T - r_T = 137.529 \text{ cm}$$

$$b_T = 1030 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9$$

$$a_T = d_T - \sqrt{d_T^2 - \frac{2 * M_{UL+}}{0.85 * \phi * f'_c * b_T}} = 5.162 \text{ cm}$$

$$A_{sL} = \frac{M_{UL+}}{\phi * f_y * (d_T - \frac{a_T}{2})} = 376.576 \text{ cm}^2$$

Sera necesario descontar la armadura mínima que va paralela a los nervios del tablero siendo de 82.4 cm^2 , por lo tanto:

$$A_{s_{compl}} = A_{sL} - A_{s_{min}} = 294.176 \text{ cm}^2$$

Considerando el acero de refuerzo de un diámetro de 1" se tendrá:

$$\text{Cantidad var} = \frac{A_{s_{compl}}}{A_{ref}} = 58.056 \text{ varillas}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{b_T}{\text{Cantidad}} = 17.458 \text{ cm}$$

Se utilizarán 59 varillas de 1" que serán distribuidas cada 17 cm a lo largo de la losa inferior en la dirección longitudinal del tablero y que se irán alternando en la zona inferior y en la zona superior del patín inferior para este tramo.

b) DISEÑO PARA LOS TRAMOS 1 Y 4

Para obtener el momento positivo máximo en estos tramos se considera la Envolvente de la Combinación de Evento Extremo I. Teniendo así:

$$M_{UL+} = 662.6537 \text{ tnf.m}$$

Con los datos con los que ya se contaban previamente se procede a realizar el diseño del acero positivo en el patín inferior:

$$h_T = 150 \text{ cm}$$

$$f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

Para obtener el factor r_T , será necesario considerar el recubrimiento y además de los aceros que se tienen en la losa inferior, teniendo así:

$$r_T = 4 + 1.27 * 2 + 1.98 * 3 = 12.472 \text{ cm}$$

$$d_T = h_T - r_T = 137.529 \text{ cm}$$

$$b_T = 1030 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9$$

$$a_T = d_T - \sqrt{d_T^2 - \frac{2 * M_{UL+}}{0.85 * \phi * f'c * b_T}} = 1.758 \text{ cm}$$

$$A_{sL} = \frac{M_{UL+}}{\phi * f_y * (d_T - \frac{a_T}{2})} = 128.288 \text{ cm}^2$$

Sera necesario descontar la armadura mínima que va paralela a los nervios del tablero siendo de 82.4 cm^2 , por lo tanto:

$$A_{s_{compl}} = A_{sL} - A_{s_{min}} = 45.888 \text{ cm}^2$$

Considerando el acero de refuerzo de un diámetro de 1" se tendrá:

$$Cantidad \text{ var} = \frac{A_{s_{compl}}}{A_{ref}} = 36.225 \text{ varillas}$$

$$Espaciamiento = \frac{b_T}{Cantidad} = 27.837 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizarán 37 varillas de 1" que serán distribuidas cada 27.5 cm a lo largo de la losa inferior en el sentido longitudinal del tablero y que se irán alternando en la zona inferior y en la zona superior del patín inferior en este tramo.

4.1.5.2. DISEÑO POR FLEXIÓN DE ACERO NEGATIVO EN PATÍN SUPERIOR

a) DISEÑO PARA APOYOS 1 Y 5

Para obtener el momento negativo máximo para este apoyo se considera al igual que para el momento positivo la Envolvente de la Combinación de Evento Extremo I. Teniendo así:

$$M_{UL-} = 1127.365 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Con los datos con los que ya se contaban previamente se procede a realizar el diseño del acero negativo en el patín inferior:

$$h_T = 150 \text{ cm}$$

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

Para obtener el factor r_T , será necesario considerar el recubrimiento y además de los aceros que se tienen en la losa inferior, teniendo así:

$$r_T = 4 + 1.27 * 2 = 6.534 \text{ cm}$$

$$d_T = h_T - r_T = 143.467 \text{ cm}$$

$$b_T = 1030 \text{ cm}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$a_T = d_T - \sqrt{d_T^2 - \frac{2 * M_{UL+}}{0.85 * \Phi * f'_c * b_T}} = 2.878 \text{ cm}$$

$$A_{sL} = \frac{M_{UL+}}{\Phi * f_y * (d_T - \frac{a_T}{2})} = 209.991 \text{ cm}^2$$

Sera necesario descontar la armadura mínima que es de 8.986 cm^2 que va paralela a los nervios del tablero y se denomina acero de Repartición, por lo tanto:

$$A_{s_{compl}} = A_{sL} - A_{s_{min}} = 201.005 \text{ cm}^2$$

Considerando el acero de refuerzo de un diámetro de 1" será:

$$Cantidad \text{ var} = \frac{A_{s_{compl}}}{A_{ref}} = 39.669 \text{ varillas}$$

$$Espaciamiento = \frac{b_T}{Cantidad} = 25.75 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizarán 40 varillas de 1" que serán distribuidas cada 25.5 cm a lo largo de la losa superior en el sentido longitudinal del tablero.

b) DISEÑO PARA APOYOS 2 Y 4

Para obtener el momento negativo máximo para este apoyo se considera al igual que para el momento positivo la Envolvente de la Combinación de Evento Extremo I. Teniendo así:

$$M_{UL-} = 2845.243 \text{ tnf.m}$$

Por lo tanto, con los datos con los que ya se contaban previamente se procede a realizar el diseño del acero negativo en el patín inferior:

$$h_T = 150 \text{ cm}$$

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

Para obtener el factor r_T , será necesario considerar el recubrimiento y además de los aceros que se tienen en la losa inferior, teniendo así:

$$r_T = 4 + 1.27 * 2 = 6.534 \text{ cm}$$

$$d_T = h_T - r_T = 143.467 \text{ cm}$$

$$b_T = 1030 \text{ cm}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$a_T = d_T - \sqrt{d_T^2 - \frac{2 * M_{UL+}}{0.85 * \Phi * f'_c * b_T}} = 7.381 \text{ cm}$$

$$A_{sL} = \frac{M_{UL+}}{\Phi * f_y * (d_T - \frac{a_T}{2})} = 538.512 \text{ cm}^2$$

Sera necesario descontar la armadura mínima que es de 8.986 cm^2 que va paralela a los nervios del tablero y se denomina acero de Repartición, por lo tanto:

$$A_{s_{compl}} = A_{sL} - A_{s_{min}} = 529.526 \text{ cm}^2$$

Considerando el acero de refuerzo de un diámetro de 1" se tendrá, pero ya que se requiere cubrir una gran cantidad de área de acero, será necesario armar paquetes de barras, en este caso serán necesarios paquetes de 2 varillas de 1":

$$Cantidad\ var = \frac{A_{scompl}}{A_{ref}} = 52.252\ paquetes\ de\ varillas$$

$$Espaciamiento = \frac{b_T}{Cantidad} = 19.434\ cm$$

Por lo tanto, se utilizarán 53 paquetes de 2 varillas de 1" que serán distribuidas cada 19 cm a lo largo de la losa superior en el sentido longitudinal del tablero.

c) DISEÑO PARA APOYO 3

Para obtener el momento negativo máximo para este apoyo se considera al igual que para el momento positivo la Envolvente de la Combinación de Evento Extremo I. Teniendo así:

$$M_{UL-} = 4098.454\ tnf.m$$

Por lo tanto, con los datos con los que ya se contaban previamente se procede a realizar el diseño del acero negativo en el patín inferior:

$$h_T = 150\ cm$$

$$f'c = 350\ kgf/cm^2$$

$$fy = 4200\ kgf/cm^2$$

Para obtener el factor r_T , será necesario considerar el recubrimiento y además de los aceros que se tienen en la losa inferior, teniendo así:

$$r_T = 4 + 1.27 * 2 = 6.534\ cm$$

$$d_T = h_T - r_T = 143.467\ cm$$

$$b_T = 1030\ cm$$

$$\phi = 0.9$$

$$a_T = d_T - \sqrt{d_T^2 - \frac{2 * M_{UL+}}{0.85 * \phi * f'c * b_T}} = 10.762\ cm$$

$$A_{sL} = \frac{M_{UL+}}{\phi * fy * (d_T - \frac{a_T}{2})} = 785.201\ cm^2$$

Sera necesario descontar la armadura mínima que es de $8.986\ cm^2$ que va paralela a los nervios del tablero y se denomina acero de Repartición, por lo tanto:

$$A_{scompl} = A_{sL} - A_{smin} = 776.215\ cm^2$$

Considerando el acero de refuerzo de un diámetro de 1" se tendrá, pero ya que se requiere cubrir una gran cantidad de área de acero, será necesario armar paquetes de barras, en este caso serán necesarios paquetes de 2 varillas de 1":

$$Cantidad\ var = \frac{A_{s\ compl}}{A_{ref}} = 76.594\ paquetes\ de\ varillas$$

$$Espaciamiento = \frac{b_T}{Cantidad} = 13.377\ cm$$

Por lo tanto, se utilizarán 77 paquetes de 2 varillas de 1" que serán distribuidas cada 13 cm a lo largo de la losa superior en el sentido longitudinal del tablero.

4.1.5.3. DISEÑO POR CORTANTE EN LA VIGA CAJÓN

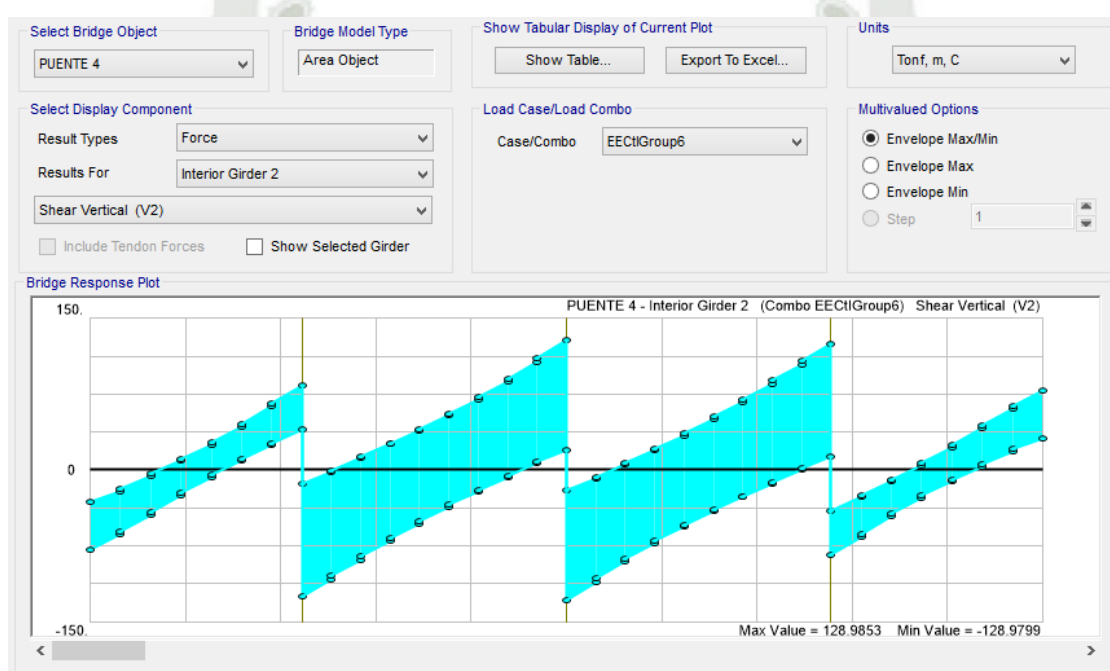


Figura 4.14 Diagrama de Fuerza Cortante del tablero obtenido de acuerdo a la Envolvente de la Combinación de Evento Extremo I en la viga interna central. (Fuente: elaboración propia)

En la figura 4.14 se tiene el diagrama de fuerza cortante en la viga interna central del tablero, ya que esta es la viga en donde se tiene la mayor fuerza cortante del tablero de las 5 vigas internas que posee este.

Considerando el Diagrama de fuerza cortante del tablero mostrado en la imagen anterior, se tiene que la mayor fuerza cortante positiva a lo largo de todo el tablero se encuentra en el apoyo 3 y de igual manera que en el diseño por flexión realizado previamente se tratara de optimizar el diseño considerando un diseño por cortante para cada tramo del modelo, es decir que tendremos cuatro diseños, pero para poder realizar estos diseños es necesario considerar la longitud a la que se diseñará, que vendría a ser igual al diámetro del pilar si

se considera como referencia la cara del pilar o 1.5 veces el diámetro del pilar si se considera como referencia el centro de este.

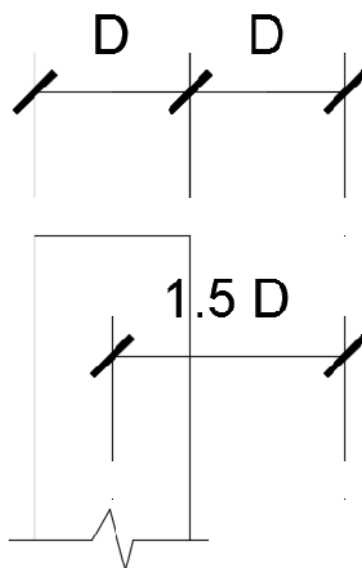


Figura 4.15 Descripción de ubicación de fuerza para diseño por cortante. (Fuente: elaboración propia)

Para el diseño se consideraron 4 diseños, uno para cada tramo del modelo a una distancia de 3 metros del centro del pilar, es decir que para el tramo 1 será las fuerza ubicadas a 3 y 17 metros considerando la mayor entre estas dos, para el tramo 2 las fuerzas en 23 y 42 metros considerando la mayor entre estas dos, para el tramo 3 las fuerzas en 48 y 67 metros considerando la mayor y para el tramo 4 las fuerzas a 73 y 87 metros considerando de igual manera la mayor entre estas dos.

a) DISEÑO POR CORTANTE EN TRAMO 1 Y 4

Se consideró para el diseño de este tramo la fuerza máxima según la figura 4.14 a 17 metros desde el inicio del tablero y como se aprecia también se aplica la misma fuerza para el tramo 4 que está considerada a 73 metros desde el inicio del tablero. Por lo tanto, se tiene:

$$V_{tab} = 66.461 \text{ tnf}$$

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$h_v = 150 \text{ cm}$$

$$d_v = h_v - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$V_c = \frac{0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * h_v}{10^3} = 44.619 \text{ tnf}$$

$$V_s = \frac{V_{tab}}{\Phi_c} - V_c = 33.571 \text{ tnf}$$

Considerando acero de 1/2" se tendrá un espaciamiento de la siguiente manera:

$$S_{tab} = \frac{A_{stab} * f_y * d_v}{V_s * 10^3} = 45.010 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá varillas de 1/2" que van separadas cada 45 cm a lo largo de toda la viga cajón central, y ya que se busca uniformizar el tablero se replicará esta distribución a lo largo de las otras 2 vigas internas y de las 2 vigas externas del tablero.

b) DISEÑO POR CORTANTE EN TRAMO 2 Y 3

Se consideró para el diseño de este tramo la fuerza máxima según la figura 4.11 a 42 metros desde el inicio del tablero y como se aprecia también se aplica la misma fuerza para el tramo 3 que está considerada a 48 metros desde el inicio del tablero. Por lo tanto, se tiene:

$$V_{tab} = 111.11 \text{ tnf}$$

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$h_v = 150 \text{ cm}$$

$$d_v = h_v - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$V_c = \frac{0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * h_v}{10^3} = 44.619 \text{ tnf}$$

$$V_s = \frac{V_{tab}}{\Phi_c} - V_c = 86.10 \text{ tnf}$$

Considerando acero de 5/8" se tendrá un espaciamiento de la siguiente manera:

$$S_{tab} = \frac{A_{stab} * f_y * d_v}{V_s * 10^3} = 19.70 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá varillas de 5/8" que van separadas cada 19.5 cm a lo largo de toda la viga cajón central, y ya que se busca uniformizar el tablero se replicará esta distribución a lo largo de las otras 2 vigas internas y de las 2 vigas externas del tablero.

4.1.5.4. DISEÑO DE ACERO LONGITUDINAL EN EL ALMA DE VIGA CAJÓN

Para obtener el acero longitudinal en el alma de la viga cajón será necesario utilizar la normativa de la AASHTO más específicamente en el apartado 5.7.3.4. y así utilizar la expresión:

$$Ask \geq 0.012 (dl - 30) \leq \frac{As}{4}$$

Y como esta expresión está dada en pulgadas será necesario convertir las unidades que se tienen para así obtener un resultado óptimo.

$$Ask = 6.758 \frac{cm^2}{m}$$

Si consideramos acero de 1/2" se tendrán:

$$Cantidad\ var = \frac{Ask}{A_{ref}} = 5.335\ varillas$$

$$Espaciamiento = \frac{d_v}{Cantidad} = 23.667\ cm$$

Considerando varillas de 1/2" se obtendrá una distribución de 6 varillas separadas cada 23.5 cm a lo alto de toda el alma y en las 5 vigas cajón con las que se cuenta.

4.2. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

4.2.1. DESCRIPCIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

Al igual que en el diseño de la superestructura se tuvieron varias consideraciones y recomendaciones de la normativa de la AASHTO para realizar los predimensionamientos y obtener así también las cantidades de acero en diversas partes de los pilares que son los que conforman la subestructura junto con la viga superior que conecta estos, tanto entre sí como con la superestructura.

Como ya se mencionó previamente las alturas de los pilares varían de acuerdo a lo propuesto, teniendo como altura base 10 metros que va desde la base del pilar hasta el centroide de la viga cabezal y variando al doble en algunos tramos.

Adicional a esto como se mencionó previamente que se tendrán 3 pilares de concreto armado por cada apoyo, que en nuestro caso son 3 y que se realizó un predimensionamiento del diámetro de los pilares, utilizando en primera instancia un diámetro de 1.20 metros pero que conforme se iban realizando los cálculos iba a ir variando.

También se tuvo que realizar un predimensionamiento de la viga superior conectora de los pilares, ya que en esta su base debía ser como mínimo el diámetro de los pilares, en su altura no era necesario que tuviese mayor dimensión que la base, asimismo que el largo que conectara los pilares debía ser como mínimo de la misma dimensión que la base del tablero, es decir de 10.30 metros pero que en nuestro caso para darle mayor soporte al tablero y a los amarres que este tendrá con la subestructura se colocó de 12 metros. Todo esto será resumido en la imagen 4.13 a continuación.

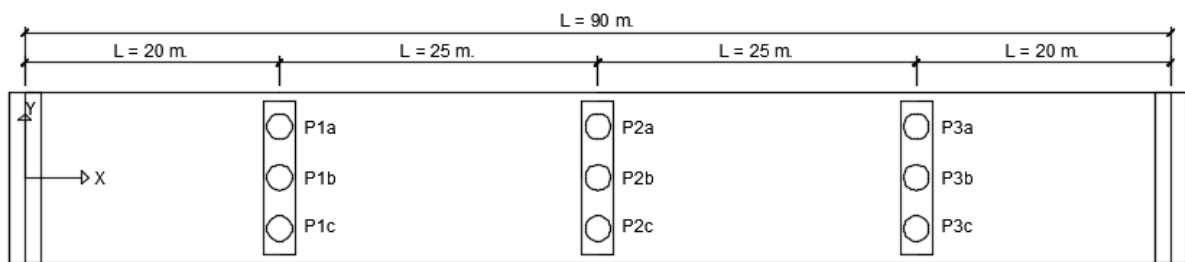


Figura 4.16 Vista de planta del puente con su respectiva nomenclatura de pilares
(Fuente: elaboración propia)

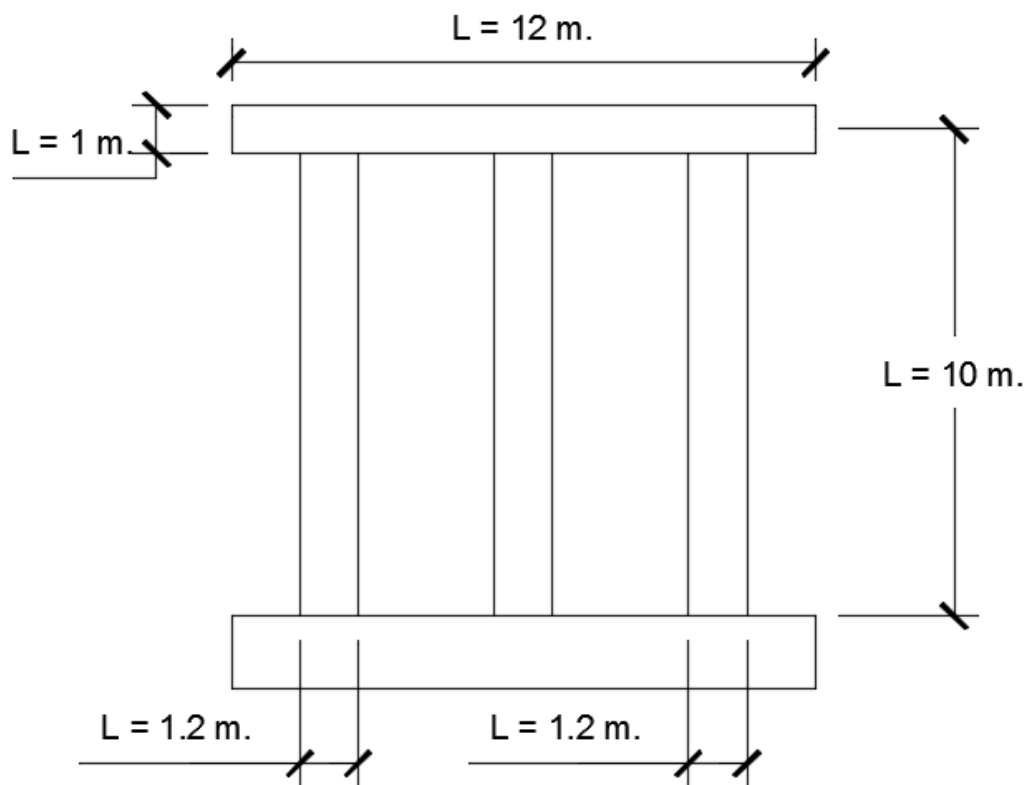


Figura 4.17 Vista en elevación de la sección del pilar 2 con su respectiva viga cabezal
(Fuente: elaboración propia)

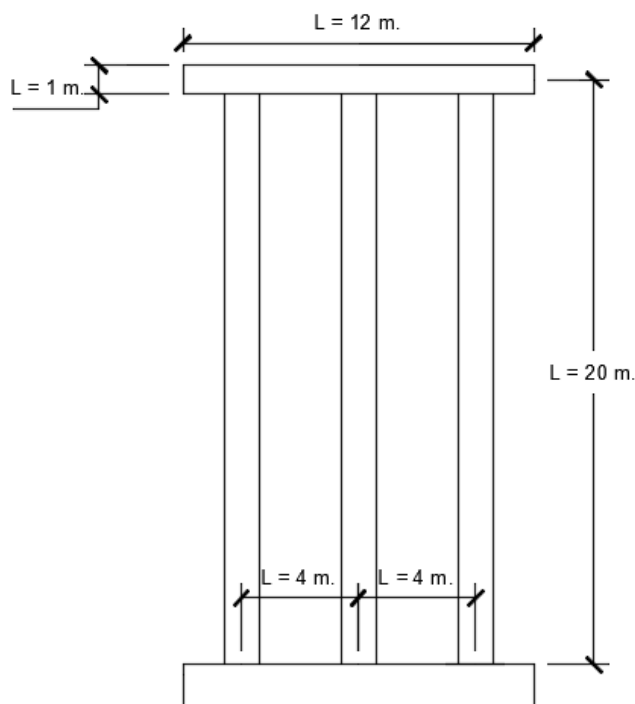


Figura 4.18 Vista en elevación de la sección de los pilares 1 y 3 con su respectiva viga conectora (Fuente: elaboración propia)

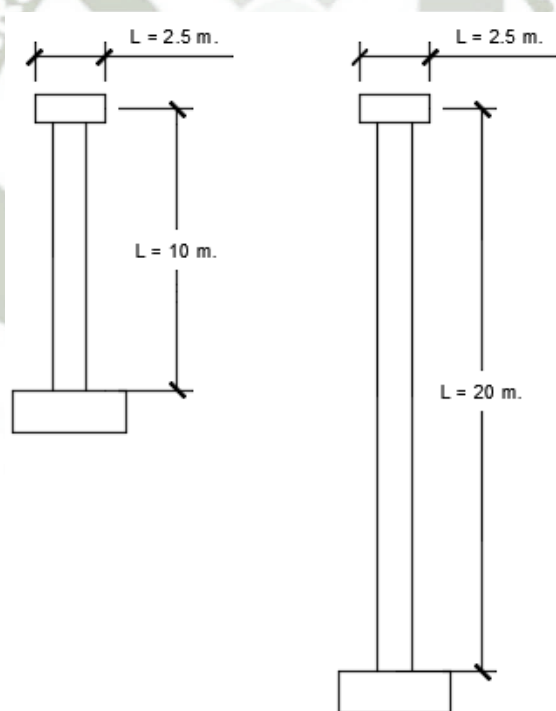


Figura 4.19 Vista en corte de las secciones de los pilares 1, 2 y 3 con su respectiva viga conectora (Fuente: elaboración propia)

Luego realizar el respectivo análisis utilizando el ya mencionado programa CSI Bridge se obtuvieron una serie de resultados para los pilares y sus respectivas vigas conectoras.

Todos los datos obtenidos resultan de la evaluación del modelo con respecto a la Envolvente de la Combinación de Evento Extremo I.



Tabla 4.4 Resultados obtenidos del análisis de los pilares del modelo (Fuente: elaboración propia)

APOYO	PILAR 1					
	A		B		C	
ELEVACIÓN (m)	0	20	0	20	0	20
CARGA AXIAL P (tnf)	-124.135	31.3237	-277.588	-121.877	-124.169	31.3243
MOMENTO M3 (tnf-m)	746.695	552.577	762.910	585.582	744.670	549.093
CORTANTE V2 (tnf)	79.434	44.072	80.759	43.550	79.1603	43.798
APOYO	PILAR 2					
	A		B		C	
ELEVACIÓN (m)	0	10	0	10	0	10
CARGA AXIAL P (tnf)	302.007	379.749	-283.390	-205.354	302.006	379.748
MOMENTO M3 (tnf-m)	1633.78	1372.82	1733.031	1561.297	1632.361	1372.813
CORTANTE V2 (tnf)	304.734	294.936	333.694	323.476	304.588	294.790
APOYO	PILAR 3					
	A		B		C	
ELEVACIÓN (m)	0	20	0	20	0	20
CARGA AXIAL P (tnf)	-124.135	31.325	-277.588	-121.877	-124.136	31.324
MOMENTO M3 (tnf-m)	746.695	549.093	762.910	585.582	744.670	552.577
CORTANTE V2 (tnf)	79.434	44.072	80.759	43.550	79.160	43.798

Para el modelo final se quitó la viga cabezal que conectaba los pilares en su parte superior, ya que para este caso que es el modelo sin aislamiento sísmico, no habría necesidad de colocarle, ya que se requiere conectar de una manera monolítica los pilares con el tablero del puente, por ello es que no se consideró diseño de esta y el modelo quedaría finalmente de la siguiente forma.

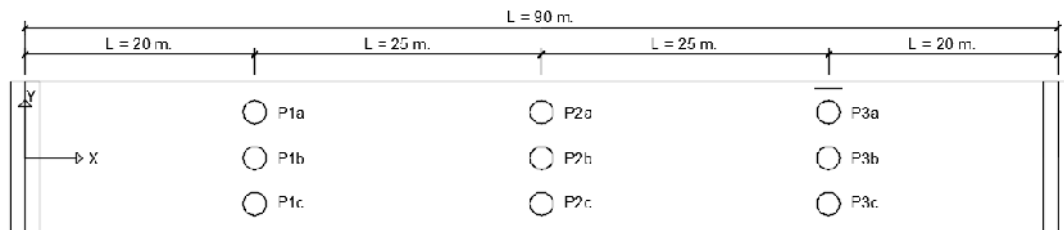


Figura 4.20 Vista en planta del modelo final para el Diseño sin aislamiento sísmico
(Fuente: elaboración propia)

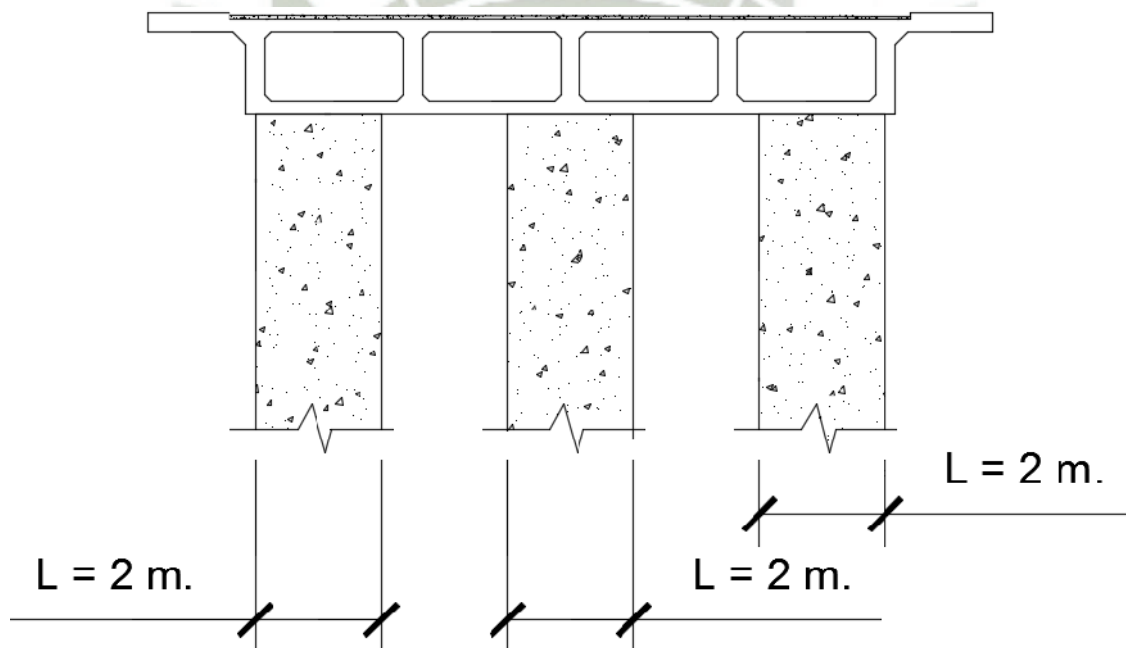


Figura 4.21 Vista en corte del modelo final para el diseño sin aislamiento sísmico
(Fuente: elaboración propia)

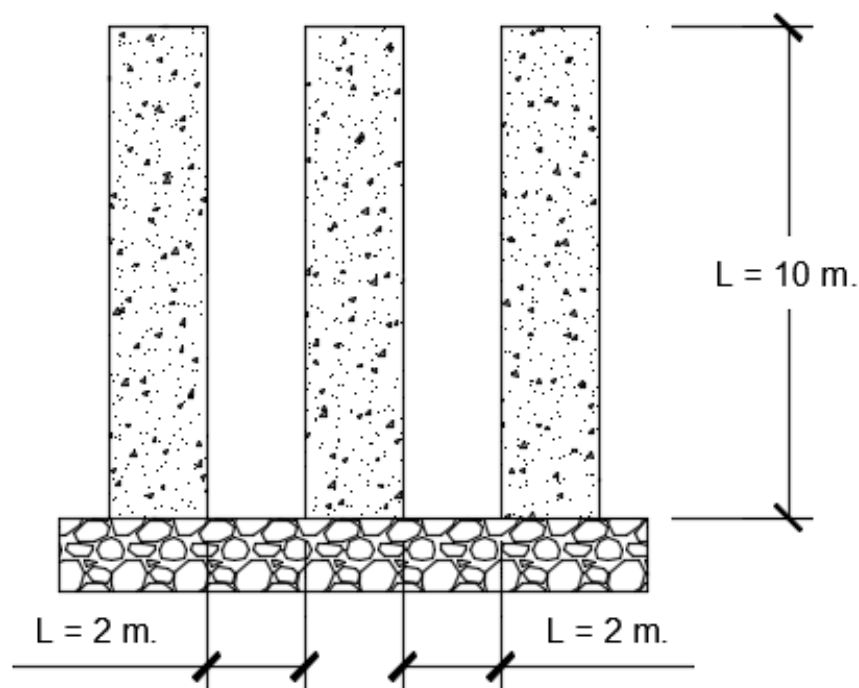


Figura 4.22 Vista en corte del pilar central (Pilar 2) (Fuente: elaboración propia)

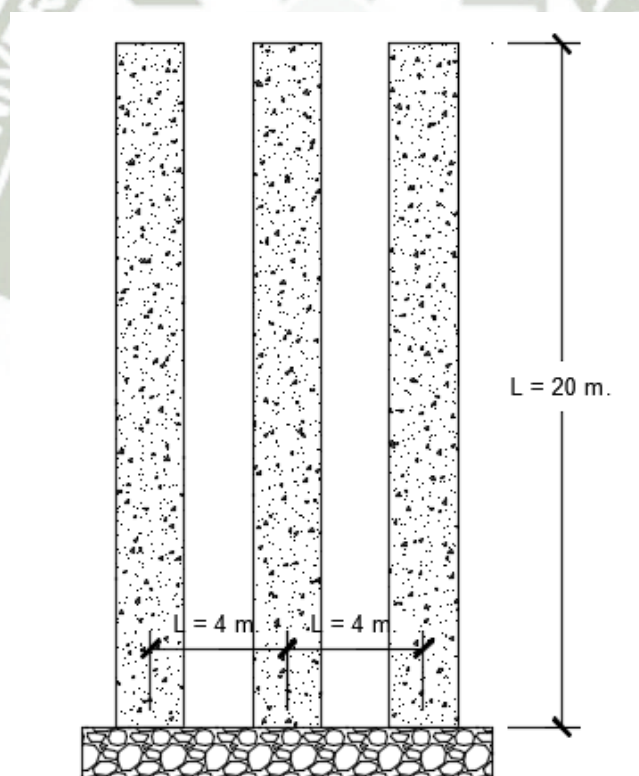


Figura 4.23 Vista en corte de los pilares laterales (Pilares 1 y 3) (Fuente: elaboración propia)

4.2.2. DISEÑO POR FLEXIÓN DE PILARES

Para obtener el diseño por flexión de los pilares y por eso la cantidad de acero que se requerirá será necesario hacer uso de la herramienta Section Designer del programa CSI Bridge que nos otorga de manera sencilla e inmediata los diagramas de interacción de los pilares, y como se puede observar de los resultados anteriores será necesario hacer uso de al menos dos tipos de pilares, debido a que los pilares 1 y 3 son similares por no decir iguales y el pilar 2 resulta mayor que los otros dos y por lo tanto tendrá una configuración distinta.

Una forma de poder optimizar los resultados fue que los tres tipos de pilares tengan el mismo diámetro y solo varíe la cantidad de acero longitudinal que tenga internamente.

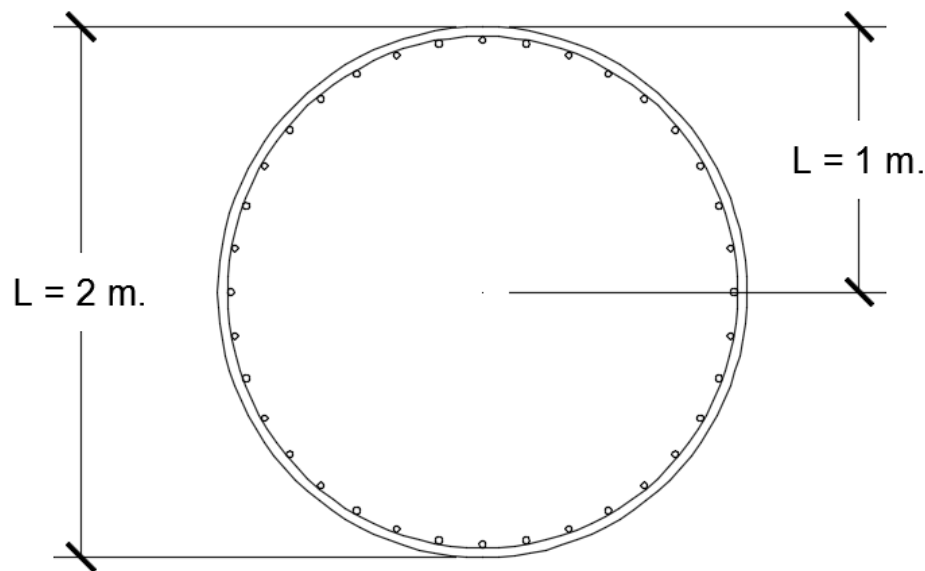


Figura 4.24 Sección y distribución final de acero para pilar en 1 y 3 (Fuente: elaboración propia)

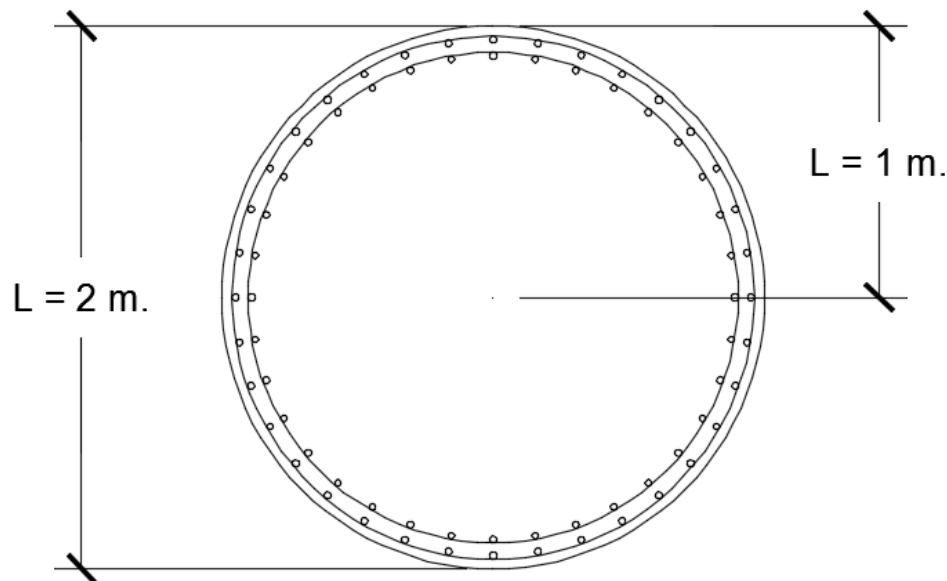


Figura 4.25 Sección y distribución final de acero para pilar en 2 (Fuente: elaboración propia)

Como se puede observar en las figuras 4.24 y 4.25 se tiene diferente distribución de acero longitudinal interno ya que en el pilar 2 a diferencia del pilar 1 y 3 se requerirá abarcar una mayor fuerza axial P como se puede comprobar en la Tabla 4.4.

Para empezar con las iteraciones de los aceros longitudinales de los pilares fue necesario empezar con una distribución del acero mínimo necesario en los pilares de acuerdo a su área a cubrir.

Luego de una serie de iteraciones se pudo obtener la distribución final de aceros longitudinales, dichas iteraciones se realizaron contrastando el diagrama de interacciones de las columnas con las fuerzas finales obtenidas del análisis utilizando la envolvente de la combinación de cargas evento extremo I, dichos diagramas de Interacciones se representan finalmente en la siguiente imagen.

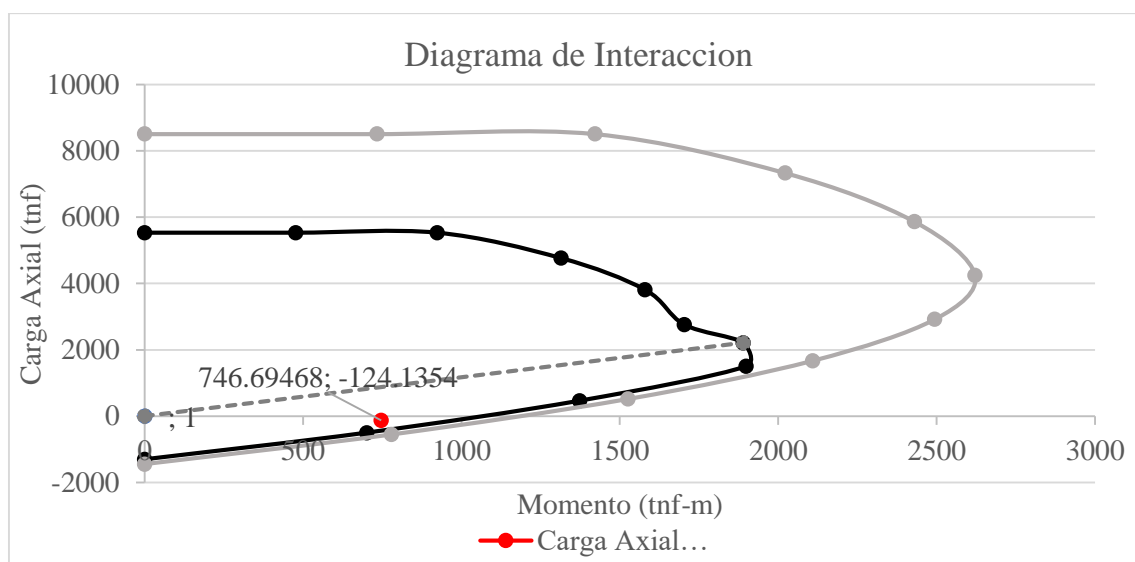


Figura 4.26 Diagrama de Interacciones de los Pilares 1 y 3 (Fuente: elaboración propia)

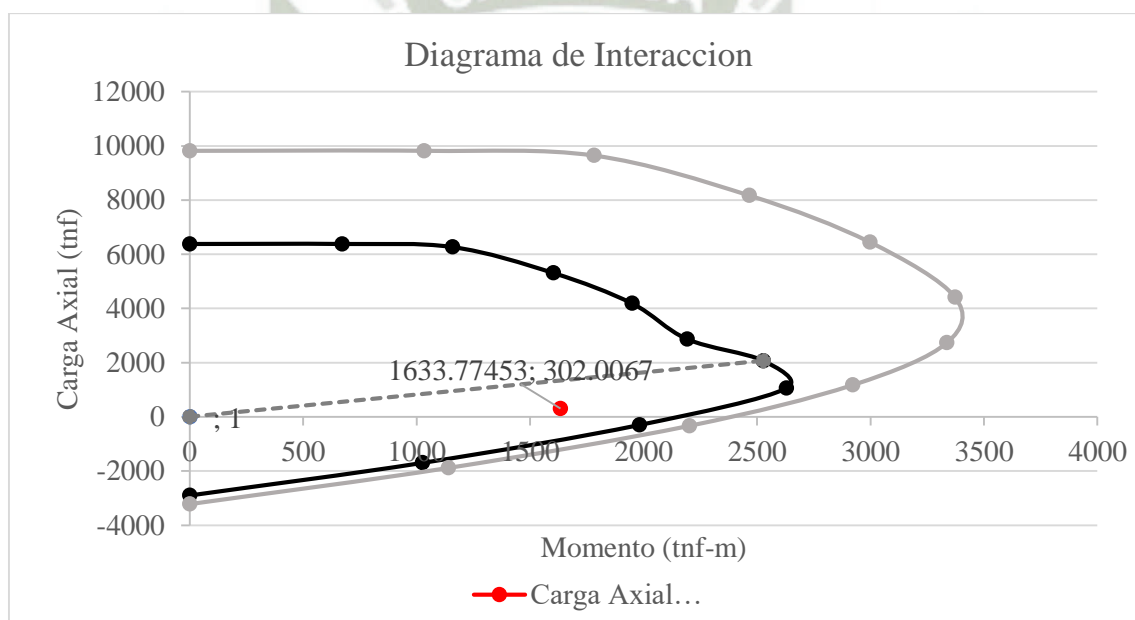


Figura 4.27 Diagrama de Interacciones del Pilar 2 (Fuente: elaboración propia)

Como se puede apreciar en los dos diagramas presentados las fuerzas axiales obtenidas cumplen con los parámetros de diseño, por lo tanto, se puede decir que la cuantía planteada es la óptima para cubrir la demanda de fuerzas que se requiere para dichas columnas, por lo tanto, se trabajara con 36 varillas de 1 3/8" en las columnas de los pilares de los extremos (Pilar 1 y 3) y con un doble refuerzo de 40 varillas cada uno de 1 3/8" para el pilar central (Pilar 2).

Como se tienen que son columnas circulares se da a entender que las fuerzas presentadas en un eje son las mismas que en el eje transversal a este, es por ello que solo se requiere hacer la revisión en un solo sentido.

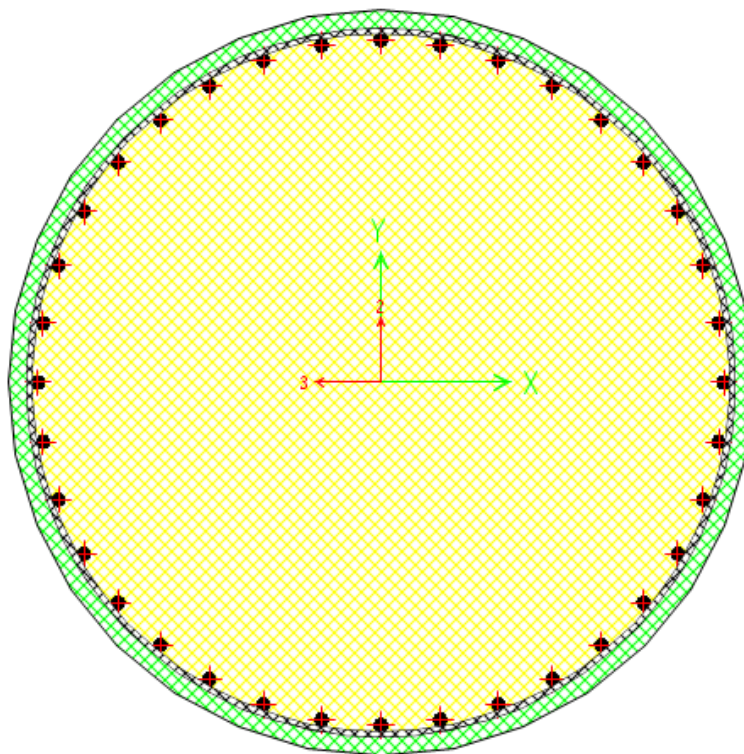


Figura 4.28 Columna de los pilares 1 y 3 (Fuente: elaboración propia)

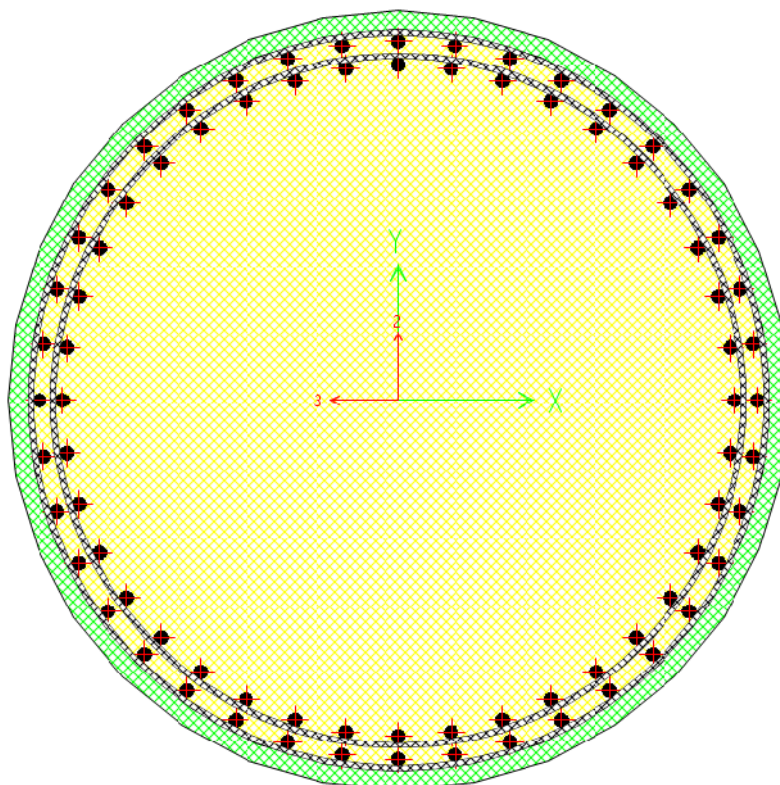


Figura 4.29 Columna del pilar 2 (Fuente: elaboración propia)

4.2.3. DISEÑO POR CORTANTE DE PILARES

Para este caso se tiene que tener en cuenta que se tendrán dos diseños para las columnas ya que se tendrá una parte que actúa como rotula plástica (extremos de las columnas) y otra que actúa como una columna propiamente dicha (zona central de las columnas).

Se tendrá también que tomar en cuenta la sección de diseño y las fuerzas actuantes en las columnas, pero ya que se tienen columnas de sección circular las fuerzas que actúen en cualquiera de las direcciones serán las mismas, ya que se tiene una sección uniforme.

4.2.3.1. CÁLCULO DE ACERO POR CORTANTE EN ZONA CENTRAL

PILAR 1A

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_u = 79.434 \text{ tnf}$$

$$D = 200 \text{ cm}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$t_w = 200 \text{ cm}$$

$$d_v = h_v - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$A_g = 31415.397 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 25132.741 \text{ cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 190 \text{ cm}$$

Como el V_c se obtiene del tipo de sección y las propiedades del concreto y en nuestro modelo todas las columnas son iguales se puede decir que esta fuerza es la misma para todas las columnas.

$$V_c = \frac{0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * h_v}{10^3} = 249.201 \text{ tnf}$$

Por lo tanto, se obtendrá un V_s de:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_c} - V_c = 155.749 \text{ tnf}$$

Si se consideran varillas de 5/8" como acero se refuerzo transversal y calculando la cuantía requerida se obtendrá:

$$A_{st} = 2 * 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s * 10^3} = 20.283 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se considerarán dos varillas de 5/8" como refuerzo transversal cada 20 cm, en la zona central, es decir en la parte en la que la columna aun no actúa como rotula plástica.

PILAR 1B

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_u = 80.759 \text{ tnf}$$

$$D = 200 \text{ cm}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$t_w = 200 \text{ cm}$$

$$d_v = h_v - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$A_g = 31415.397 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 25132.741 \text{ cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 190 \text{ cm}$$

$$V_c = 249.201 \text{ tnf}$$

Por lo tanto, se obtendrá un V_s de:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_c} - V_c = 154.191 \text{ tnf}$$

Si se consideran varillas de 5/8" como acero se refuerzo transversal y calculando la cuantía requerida se obtendrá:

$$A_{st} = 2 * 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s * 10^3} = 20.488 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se considerarán dos varillas de 5/8" como refuerzo transversal cada 20 cm, en la zona central, es decir en la parte en la que la columna aun no actúa como rotula plástica.

PILAR 1C

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_u = 79.160 \text{ nf}$$

$$D = 200 \text{ cm}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$t_w = 200 \text{ cm}$$

$$d_v = h_v - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$A_g = 31415.397 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 25132.741 \text{ cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 190 \text{ cm}$$

$$V_c = 249.201 \text{ tnf}$$

Por lo tanto, se obtendrá un V_s de:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_c} - V_c = 156.071 \text{ tnf}$$

Si se consideran varillas de 5/8" como acero se refuerzo transversal y calculando la cuantía requerida se obtendrá:

$$A_{st} = 2 * 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s * 10^3} = 20.241 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se considerarán dos varillas de 5/8" como refuerzo transversal cada 20 cm, en la zona central, es decir en la parte en la que la columna aun no actúa como rotula plástica.

PILAR 2A

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_u = 304.734 \text{ tnf}$$

$$D = 200 \text{ cm}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$t_w = 200 \text{ cm}$$

$$d_v = h_v - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$A_g = 31415.397 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 25132.741 \text{ cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 190 \text{ cm}$$

$$V_c = 249.201 \text{ tnf}$$

Por lo tanto, se obtendrá un V_s de:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_c} - V_c = 109.31 \text{ tnf}$$

Si se consideran varillas de 5/8" como acero se refuerzo transversal y calculando la cuantía requerida se obtendrá:

$$A_{st} = 2 * 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s * 10^3} = 18.496 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se considerarán dos varillas de 5/8" como refuerzo transversal cada 18 cm, en la zona central, es decir en la parte en la que la columna aun no actúa como rotula plástica.

PILAR 2B

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_u = 333.694 \text{ tnf}$$

$$D = 200 \text{ cm}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$t_w = 200 \text{ cm}$$

$$d_v = h_v - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$A_g = 31415.397 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 25132.741 \text{ cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 190 \text{ cm}$$

$$V_c = 249.201 \text{ tnf}$$

Por lo tanto, se obtendrá un V_s de:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_c} - V_c = 143.381 \text{ tnf}$$

Si se consideran varillas de 5/8" como acero se refuerzo transversal y calculando la cuantía requerida se obtendrá:

$$A_{st} = 2 * 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s * 10^3} = 22.032 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se considerarán dos varillas de 5/8" como refuerzo transversal cada 20 cm, en la zona central, es decir en la parte en la que la columna aun no actúa como rotula plástica.

PILAR 2C

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_u = 304.588 \text{ tnf}$$

$$D = 200 \text{ cm}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$t_w = 200 \text{ cm}$$

$$d_v = h_v - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$A_g = 31415.397 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 25132.741 \text{ cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 190 \text{ cm}$$

$$V_c = 249.201 \text{ tnf}$$

Por lo tanto, se obtendrá un V_s de:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_c} - V_c = 109.138 \text{ tnf}$$

Si se consideran varillas de 5/8" como acero de refuerzo transversal y calculando la cuantía requerida se obtendrá:

$$A_{st} = 2 * 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s * 10^3} = 18.525 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se considerarán dos varillas de 5/8" como refuerzo transversal cada 18 cm, en la zona central, es decir en la parte en la que la columna aun no actúa como rotula plástica.

PILAR 3A

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_u = 79.434 \text{ tnf}$$

$$D = 200 \text{ cm}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$t_w = 200 \text{ cm}$$

$$d_v = h_v - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$A_g = 31415.397 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 25132.741 \text{ cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 190 \text{ cm}$$

$$V_c = 249.201 \text{ tnf}$$

Por lo tanto, se obtendrá un V_s de:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_c} - V_c = 155.749 \text{ tnf}$$

Si se consideran varillas de 5/8" como acero se refuerzo transversal y calculando la cuantía requerida se obtendrá:

$$A_{st} = 2 * 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s * 10^3} = 20.283 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se considerarán dos varillas de 5/8" como refuerzo transversal cada 20 cm, en la zona central, es decir en la parte en la que la columna aun no actúa como rotula plástica.

PILAR 3B

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_u = 80.759 \text{ tnf}$$

$$D = 200 \text{ cm}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$t_w = 200 \text{ cm}$$

$$d_v = h_v - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$A_g = 31415.397 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 25132.741 \text{ cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 190 \text{ cm}$$

$$V_c = 249.201 \text{ tnf}$$

Por lo tanto, se obtendrá un V_s de:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_c} - V_c = 154.191 \text{ tnf}$$

Si se consideran varillas de 5/8" como acero se refuerzo transversal y calculando la cuantía requerida se obtendrá:

$$A_{st} = 2 * 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s * 10^3} = 20.488 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se considerarán dos varillas de 5/8" como refuerzo transversal cada 20 cm, en la zona central, es decir en la parte en la que la columna aun no actúa como rotula plástica.

PILAR 3C

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_u = 79.160 \text{ tnf}$$

$$D = 200 \text{ cm}$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$t_w = 200 \text{ cm}$$

$$d_v = h_v - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$A_g = 31415.397 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 25132.741 \text{ cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 190 \text{ cm}$$

$$V_c = 249.201 \text{ tnf}$$

Por lo tanto, se obtendrá un V_s de:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_c} - V_c = 156.071 \text{ tnf}$$

Si se consideran varillas de 5/8" como acero de refuerzo transversal y calculando la cuantía requerida se obtendrá:

$$A_{st} = 2 * 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s * 10^3} = 20.241 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se considerarán dos varillas de 5/8" como refuerzo transversal cada 20 cm, en la zona central, es decir en la parte en la que la columna aun no actúa como rotula plástica.

4.2.4. DISEÑO POR CORTANTE DE PILARES EN RÓTULAS PLÁSTICAS

Según nos muestra Priestley et al. (1996) Seismic Design and Retrofit of Bridges, se sugiere una cuantía para el acero de refuerzo de tal forma que esta sea tanto económica como resistente y varía dependiendo de la forma de nuestra columna, que para nuestro caso como se tienen columnas circulares la cuantía será: $0.005 \leq \rho_1 \leq 0.04$ pero esto es a términos generales ya que comúnmente y como se menciona en dicho libro se suele

utilizar $0.005 \leq \rho_1 \leq 0.03$, por lo tanto se tendrá el siguiente diseño considerando las cuantías reales adoptadas para cada pilar.

Para calcular las cuantías reales de cada pilar solo es necesario conocer el área de concreto total y el área de acero de refuerzo que se está colocando al pilar, por lo tanto y como se tiene un área de concreto igual en todos los pilares, únicamente variando el área de acero que se considera en los pilares centrales mayor que en los pilares laterales, se tendrá dos cuantías siendo estas las siguientes.

PILAR 1 Y 3

$$\rho_1 = 0.010978$$

PILAR 2

$$\rho_1 = 0.024395$$

Por lo tanto, se considera que estas cuantías son óptimas para trabajar bajo los parámetros previamente establecidos.

Ahora se procede a realizar el diseño del acero transversal en la zona de rótula plástica para los distintos pilares, para lo cual será necesario utilizar la fórmula de cuantía que nos plantea Priestley en dicha zona.

$$\rho_s = 0.16 * \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} * \left(0.5 + \frac{125 * P}{f'_{ce} * A_g} \right) + 0.13 * (\rho_1 - 0.01)$$

Donde también se obtiene la siguiente expresión:

$$\rho_s = \frac{4 * A_{sp}}{D' * s * S}$$

Siendo este valor obtenido utilizando las unidades internacionales, por lo tanto, se tendrá que realizar conversiones a dichas unidades.

$$f'_{ce} = 1.30 * 350 * \frac{9.81}{100} = 44.64 \text{ MPa}$$

$$f_{ye} = 1.10 * 4200 * \frac{9.81}{100} = 453.2 \text{ MPa}$$

$$A_g = 3.142 \text{ m}^2$$

$$D' * s = 2.00 \text{ m}$$

Se realiza el cálculo de la longitud de la rótula plástica, es decir la zona en la que se encuentra esta, y como dicha longitud plástica depende del diámetro de las varillas consideradas en el refuerzo longitudinal y de la longitud total del pilar desde la base hasta el centro de gravedad del tablero, solo será necesario realizar dos cálculos

PILAR 1 Y 3

$$L = 20.8149 \text{ m}$$

$$L_p = 0.08 * L + 0.022 * f_{ye} * d_{be}$$

$$L_p = 1.675 \text{ m}$$

PILAR 2

$$L = 10.8149 \text{ m}$$

$$L_p = 0.08 * L + 0.022 * f_{ye} * d_{be}$$

$$L_p = 0.875 \text{ m}$$

Sera necesario considerar que se tendrán que realizar dos diseños por cada pilar ya que se considera uno por cada extremo de este.

Para ello también fueron necesario obtener las fuerzas axiales y momentos de los pilares en cada uno de los extremos obteniendo así la siguiente tabla.



Tabla 4.5 Fuerzas axiales y momento en los pilares (Fuente: elaboración propia)

PILAR	L (m)	P (Tnf)	M3 (Tnf-m)
P1a	0	-124.135	746.695
	20	31.324	552.577
P1b	0	-277.588	762.910
	20	-121.877	585.582
P1c	0	-124.136	744.670
	20	31.324	549.093
P2a	0	302.007	1633.775
	10	379.749	1372.816
P2b	0	-283.390	1733.030
	10	-205.354	1561.297
P2c	0	302.006	1632.361
	10	379.748	1372.813
P3a	0	-124.135	746.695
	20	31.325	549.093
P3b	0	-277.588	762.910
	20	-121.877	585.582
P3c	0	-124.136	744.670
	20	31.324	552.577

Con estos datos y considerando que las unidades están en Tnf y en metros será necesario realizar las conversiones pertinentes.

PILAR 1A

A 0 m de la base

$$P = 124.135 * 1000 * \frac{9.81}{10^6} = 1.218 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 0.010978$$

$$\rho_s = 0.16 * \frac{44.64}{453.2} * \left(0.5 + \frac{125 * 1.218}{44.64 * 3.142}\right) + 0.13 * (0.010978 - 0.01) = 0.008052$$

Se despejará el valor de S de las formulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1”.

$$A_{sp} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{4 * 5.07}{200 * 0.008052} = 12.59 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

A 20 m de la base

$$P = 31.324 * 1000 * \frac{9.81}{10^6} = 0.307 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 0.010978$$

$$\rho_s = 0.16 * \frac{44.64}{453.2} * \left(0.5 + \frac{125 * 0.307}{44.64 * 3.142} \right) + 0.13 * (0.010978 - 0.01) = 0.007923$$

Se despejará el valor de S de las formulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$A_{sp} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{4 * 5.07}{200 * 0.007923} = 12.79 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

PILAR 1B

A 0 m de la base

$$P = 2.723 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008263$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.26 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

A 20 m de la base

$$P = 1.196 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008049$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.59 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

PILAR 1C

A 0 m de la base

$$P = 1.218 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008052$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.59 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

A 20 m de la base

$$P = 0.307 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.007923$$

Se despejará el valor de S de las formulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.79 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

PILAR 2A

A 0 m de la base

$$P = 2.963 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008324$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.59 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

A 10 m de la base

$$P = 3.725 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008432$$

Se despejará el valor de S de las formulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.02 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

PILAR 2B

A 0 m de la base

$$P = 2.780 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008299$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.212 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

A 10 m de la base

$$P = 2.236 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008222$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.33 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

PILAR 2C

A 0 m de la base

$$P = 2.963 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008324$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.174 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

A 10 m de la base

$$P = 3.725 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008432$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.02 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

PILAR 3A

A 0 m de la base

$$P = 1.218 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008052$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.59 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

A 20 m de la base

$$P = 0.307 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.007924$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.79 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

PILAR 3B

A 0 m de la base

$$P = 2.723 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008263$$

Se despejará el valor de S de las formulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.26 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

A 20 m de la base

$$P = 1.196 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008049$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.59 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

PILAR 3C

A 0 m de la base

$$P = 1.218 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.008052$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.59 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

A 20 m de la base

$$P = 0.307 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 0.007924$$

Se despejará el valor de S de las fórmulas anteriores y obteniéndose así, suponiendo un acero de refuerzo de 1".

$$S = 12.79 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá que el refuerzo de acero transversal en la zona de rotula plástica será de varillas de 1" separadas cada 12 cm.

4.2.4. DISEÑO DE ESTRIBOS

Para nuestro modelo se consideraron estribos de concreto armado con contrafuertes para poder soportar la carga de empuje del terreno y a su vez poder apoyar el tablero en sus extremos, según Chen, W. F. y Duan L. (2000), *Bridge Engineering Handbook*, también se puede considerar dentro del caso I debido a que se considerarán todas las cargas verticales y horizontales sin considerar la carga por variación de temperatura, además se considerarán alas de soporte para la carga horizontal del terreno

4.2.4.1. DATOS PARA EL DISEÑO

Se presentaron los siguientes datos necesarios para el predimensionamiento y posterior diseño de los estribos.

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2 \text{ Resistencia del concreto de todo el estribo}$$

$\sigma_s = 4.8 \text{ kgf/cm}^2$ Capacidad portante del suelo (Asumido)

$\gamma_{CA} = 2.50 \text{ tnf/m}^3$

$\gamma_{terreno} = 1.90 \text{ tnf/m}^3$

Adicional a esto se obtuvieron los resultados de las reacciones en los estribos del análisis efectuado en el programa CSI Bridge, necesitándose solo cuatro resultados óptimos siendo DC (Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales), DW (Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares), LL (Carga viva vehicular) y PL (Carga viva de peatones), siendo:

$DC = 54.0568 \text{ Tonf}$

$DW = 9.8938 \text{ Tonf}$

$LL = 34.3971 \text{ Tonf}$

$PL = 4.0505 \text{ Tonf}$

4.2.4.2. CÁLCULOS DE FUERZAS VERTICALES Y HORIZONTALES

a) PESO PROPIO DEL ESTRIBO

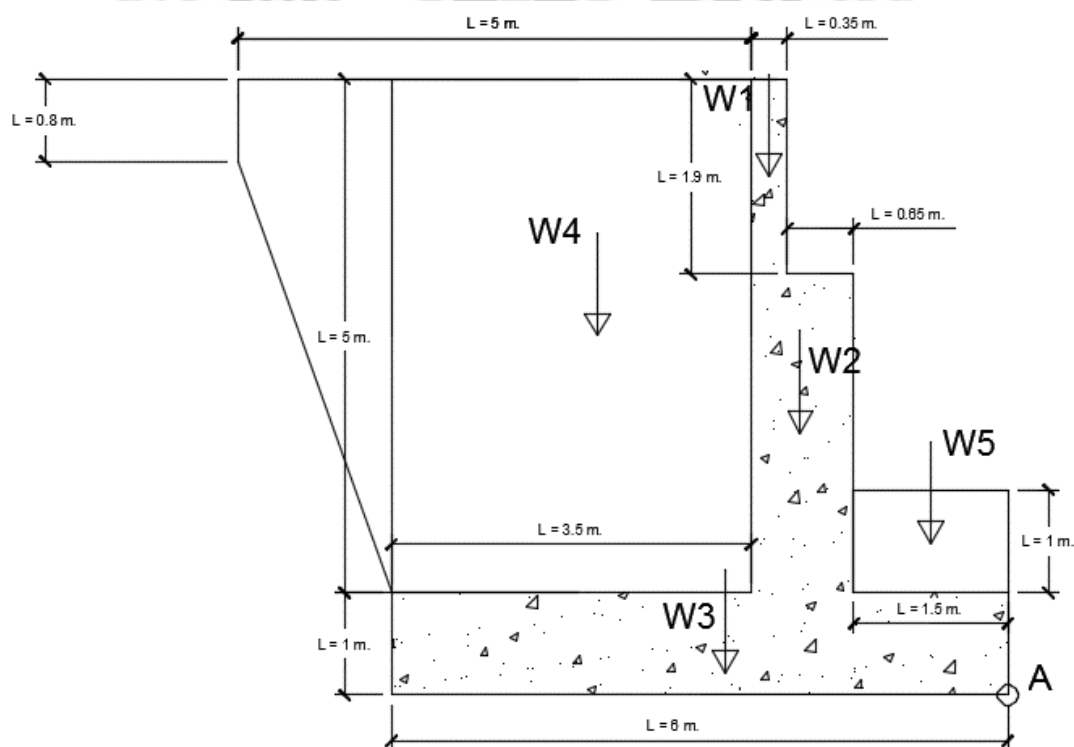


Figura 4.30 Sección de Estribo (Fuente: elaboración propia)

Utilizando sus propios pesos específicos en cada uno cuando se requiera, siendo de 2.50 tnf/m^3 en el concreto armado y de 1.90 tnf/m^3 en el terreno se obtiene la siguiente tabla.

Tabla 4.6 Cálculo de Fuerzas en el Estribo (Fuente: elaboración propia)

CÁLCULO DE PESO PROPIO DE ESTRIBO

Carga	Carga Vertical (tnf)	Carga Lateral (tnf)	Brazo a A (m)	Momento al punto A (tnf.m)
W1	1.6625	0	2.325	3.8653125
W2	7.75	0	2	15.5
W3	15	0	3	45
W4	33.25	0	4.25	141.3125
		11.4	2	-22.8
W5	2.85	0	0.75	2.1375
S. Rodadura		7.32	3	-21.96
Alas	2.791	0	4.4947	12.5447077
Llaves	0.622	0	1.825	1.13515
Neopreno	0.5	0	1.825	0.9125
Pcm	54.05648	0	1.825	98.653076
Pvehi	34.3971	0	1.825	62.7747075
Fdinamic		17.6379777	3.6	-63.49671957

Con estos datos se procedió a obtener el empuje activo sobre el estribo, tanto el estático como el dinámico, ya que ambos actuarán directamente sobre el estribo.

b) CÁLCULO DEL EMPUJE DEL TERRENO

La normativa que se da en este caso siendo la del MTC y que respeta la principal que es de la AASHTO nos indica que el principio para poder realizar el cálculo del empuje del terreno sobre este tipo de estribos en puentes es el método de Mononobe Okabe de 1926 considerado en el Manual de Puentes del MTC del 2016, en el cual se nos indica que se debe usar el coeficiente sísmico que sería el equivalente a la mitad del coeficiente de aceleración ($Kh = \frac{A}{2}$; $A = 0.45$), despreciándose así los efectos dados por la aceleración vertical del sismo. Se consideraron algunas condiciones o suposiciones para este método sobre el terreno de relleno a usar como son:

1. El relleno tiene un ángulo de fricción por lo que se considera terreno granular.
2. La cimentación desarrollara condiciones de máxima resistencia por lo tanto tiene presión activa del terreno.
3. El terreno es no saturado.

Por lo tanto, se consideraron los siguientes datos:

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\gamma_{\text{terreno}} = 1.90 \text{ tnf}/\text{m}^3$$

$$H = 6 \text{ m.}$$

$$A = 0.45$$

$$Hs.rodadura = 0.61 \text{ m.}$$

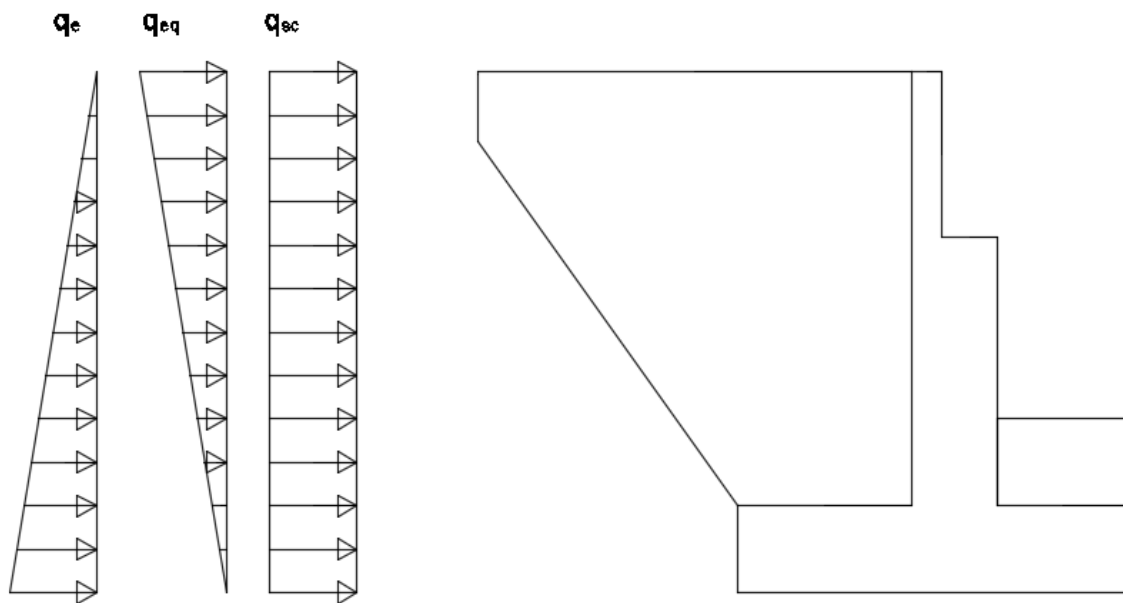


Figura 4.31 Detalle de las fuerzas horizontales actuantes sobre el estribo (Fuente: elaboración propia)

Para empezar los cálculos del empuje activo será necesario aclarar que se tienen dos tipos de empujes que actúan sobre el estribo los cuales son: empuje estático y empuje dinámico, siendo el primero y como su nombre lo dice el que actúa cuando el terreno está en estado estático casi la mayor parte del tiempo y el segundo que actúa cuando hay sismo actuando sobre el estribo, pero siendo ambos considerados necesarios.

Con estos datos se procede a realizar el cálculo del empuje estático:

$$E_A = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_A$$

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)}$$

$$K_A = 0.333$$

$$E_A = 11.4 \text{ tnf}$$

$$M_A = E_A * \frac{H}{3} = 22.8 \text{ tnf} - \text{m}$$

Luego se procede a calcular el empuje dinámico considerando los datos sísmicos para este caso:

$$A = 0.45$$

$$E_{AD} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * (1 - K_v) * K_{AE}$$

Donde:

$$K_{AE} = \frac{\cos(\phi - \theta - \beta)^2}{\cos\theta * \cos\beta^2 * \cos(\delta + \beta + \theta)} * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

De los cuales:

$$Kh = \frac{A}{2} = 0.225$$

$$0.3Kh \leq K_v \leq 0.5Kh$$

$$K_v = 0.4 * Kh = 0.09$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{Kh}{1 - K_v}\right) = 13.89^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$\delta = 0$$

$$i = 0$$

Por lo tanto y reemplazando los datos en las formulas planteadas:

$$K_{AE} = 0.51573$$

$$E_{AD} = 16.051 \text{ tn}f$$

Entonces consideraremos que el empuje dinámico es el que se da cuando se está en estado estático y además se aplica un sismo, por lo tanto, se tendrá un diferencial para saber cuál es el empuje real cuando solo se aplica el sismo:

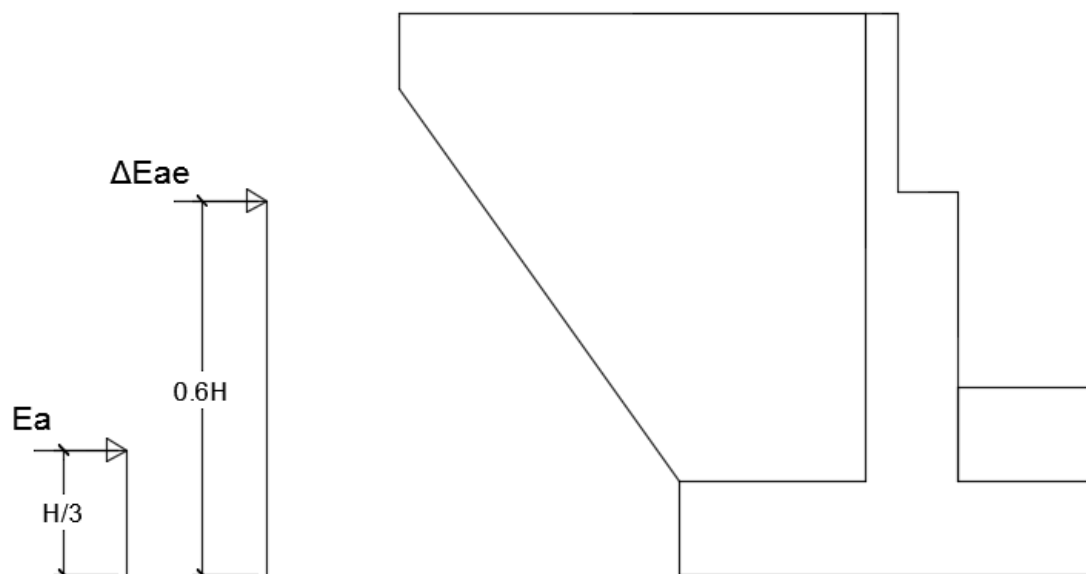


Figura 4.32 Ubicación de los empujes actuantes (Fuente: elaboración propia)

Por lo tanto, se tendrá:

$$\Delta E_A = E_{AD} - E_A = 4.651 \text{ tnf}$$

Siendo el momento debido al empuje dinámico y estático:

$$M_{dinE} = E_A * \frac{H}{3} + \Delta E_A * 0.6H = 39.542 \text{ tnf} - m$$

Ahora se podrá considerar la fuerza horizontal que se aplica sobre el estribo como en muchos casos se considera un porcentaje del total de esta fuerza para que actúe sobre los estribos, pero se calculó que toda la fuerza horizontal se aplicaría directamente sobre los pilares, por lo tanto, no será necesario tener en cuenta un porcentaje de esta fuerza actuante sobre el estribo, por lo tanto, se despreciara este cálculo.

c) CÁLCULO DE FUERZA CAUSADA POR EL SISMO

Se considerarán dos tipos de fuerzas, la fuerza inercial del estribo y la fuerza inercial de la superestructura.

Para el caso de la fuerza sísmica inercial al estribo fue necesario considerar el peso de todo el estribo, incluyendo el peso del terreno tanto en el pie como en el talón del estribo y también el peso del neopreno; también se consideró el momento que aplican estas cargas sobre el punto A, es así que se tiene el siguiente calculo.

$$P_{Etotal} = 64.8957 \text{ tnf}$$

$$M_{Etotal} = 224.5211 \text{ tnf} - m$$

Con esto se podría calcular el punto de aplicación de la fuerza inercial:

$$z_h = \frac{P_{Etotal}}{M_{Etotal}} = 3.4597 \text{ m.}$$

Luego para calcular la carga sísmica inercial y su momento será necesario considerar el coeficiente de aceleración y obtener el K_h :

$$K_h = \frac{A}{2} = 0.225$$

$$F_{Eq} = K_h * P_{Etotal} = 14.602 \text{ tnf}$$

$$M_{aEq} = F_{Eq} * z_h = 129.287 \text{ tnf} - m$$

De igual manera se procede a calcular la fuerza sísmica inercial a la superestructura, pero para esto se calculará el centro de gravedad de la sección de la superestructura, ya que desde ahí se aplicará la fuerza, así mismo conocer la resultante o la reacción que genera la carga muerta debida a la superestructura sobre el estribo:

$$y_s = 0.8149 \text{ m.}$$

$$Z_T = 5.3149 \text{ m.}$$

$$DC = 54.056 \text{ tnf}$$

Para calcular la fuerza sísmica inercial en este caso y a diferencia del otro solo será necesario multiplicar el coeficiente de aceleración horizontal por la reacción obtenida:

$$F_{EqS} = DC * A = 24.325 \text{ tnf}$$

$$M_{EqS} = F_{EqS} * Z_T = 129.287 \text{ tnf} - m$$

Una vez obtenidos estos datos se puede continuar con los cálculos de estabilidad y revisión de los estados de carga, para ello se presenta un resumen con todos los cálculos realizados hasta esta parte que se considerarán para proseguir con los cálculos de estabilidad del estribo.

Tabla 4.7 Resumen de cargas (Fuente: elaboración propia)

Carga	Peso (tnf)	Momento (tnf – m)
Peso de Estribo	64.396	224.521
Peso Superestructura	54.056	98.653
Carga Viva	38.4476	70.167
Empuje de tierras		
Estático	11.4	22.8
Dinámico	16.051	39.542
Fuerzas Sísmicas		
FS Estribo	14.602	50.517
FS Tablero	24.325	129.287

d) ESTADOS DE CARGA EN EL ESTRIBO

ESTADO DE CARGA I

Sera necesario considerar esfuerzos combinados para calcular los del terreno:

$$\sigma = \frac{R}{A} + \frac{R * e * X}{I_{yy}}$$

En la cual:

$R = \text{Fuerzas Verticales}$

$e = \text{excentricidad de aplicacion de } R$

Sera necesario tener en cuenta todas las cargas tanto horizontales como verticales para poder diseñar los estribos de un puente debido a que estos tendrán que soportar además de su propio peso y el del puente, empujes del terreno, cargas sísmicas, cargas variables a causa del tránsito que pueda soportar el puente y las cargas longitudinales que pueda generar el puente a causa de las fuerzas horizontales que se generen en este, para este caso se desprecian ya que todos los efectos de estas cargas serán soportados por los pilares. Considerando todas estas cargas y combinaciones existentes será necesario verificar el diseño realizado del estribo con dichas combinaciones.

$$bz = 6 \text{ m}$$

$$hz = 1 \text{ m}$$

$$Az = 6 * 1 = 6 \text{ m}^2$$

$$I_{z_{yy}} = \frac{6^3 * 1}{12} = 18 \text{ m}^4$$

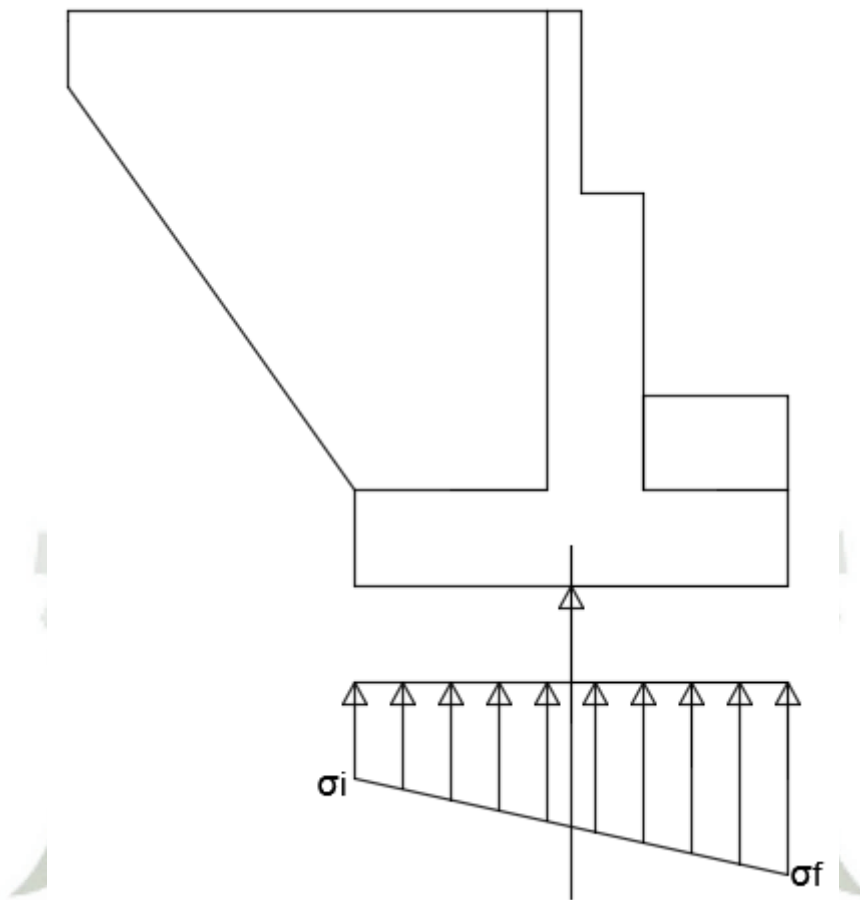


Figura 4.33 Esfuerzos dados en la base del Estribo (Fuente: elaboración propia)

Se tienen en cuenta unos factores determinados por la norma de la AASHTO para la revisión de la estabilidad del estribo:

$$\beta_E = 1.35$$

Según la AASHTO, para considerar la presión lateral que se ejerce sobre el estribo.

$$\beta_D = 1.00$$

De la misma forma, es un factor que en este caso afecta a los elementos que se encuentren a flexión.

Luego se procede a realizar los cálculos numéricos de las combinaciones que afectarán al estribo, por ello se tendrá en cuenta la tabla 4.7, en la cual se están consideradas las fuerzas a tomar en cuenta.

$$R_{zapata} = 64.3957 + 54.056 + 38.448 = 156.900 \text{ tnf}$$

$$M_{Azapata} = 224.521 + 98.653 + 70.167 - \beta_E * 22.8 = 362.561 \text{ tnf} - m$$

$$d_{zapata} = \frac{R_{zapata}}{M_{Azapata}} = 2.311 \text{ m}$$

$$excen.zapata = \frac{b_z}{2} - d_{zapata} = 0.689 \text{ m}$$

$$\sigma_i = \frac{R_{zapata}}{b_z} + \frac{(R_{zapata} * excen.zapata * \frac{b_z}{2})}{I_{z_{yy}}} = 44.173 < \sigma_s = 48 \frac{tnf}{m^2} - OK!$$

$$\sigma_f = \frac{R_{zapata}}{b_z} - \frac{(R_{zapata} * excen.zapata * \frac{b_z}{2})}{I_{z_{yy}}} = 8.127 < \sigma_s = 48 \frac{tnf}{m^2} - OK!$$

Obtenidos estos resultados satisfactorios de presión del terreno se procede con los cálculos de estabilidad al volteo, por lo tanto, se tendrá que considerar dos momentos actuantes, uno que es el que hace que el estribo se mantenga en su lugar y el otro que es el que quiere desplazarlo,

$$M_{estable} = 224.521 + 98.653 + 70.167 = 393.341 \text{ tnf} - m$$

$$M_{inestable} = \beta_E * 22.8 = 30.78 \text{ tnf} - m$$

Se calcula el factor de estabilidad o seguridad:

$$FS = \frac{M_{estable}}{M_{inestable}} = 12.779 > 1.5 \text{ (de la norma)} - OK!$$

ESTADO DE CARGA II

Para este estado de carga se considerará como fuerza y momento en la zapata los obtenidos solo del peso del estribo, de la tabla 4.7 se obtendrán los datos necesarios y siguiendo los pasos del estado de carga I.

$$R_{zapata2} = 64.3957 \text{ tnf}$$

$$M_{Azapata2} = 224.521 - \beta_E * 22.8 = 96.215 \text{ tnf} - m$$

$$d_{zapata2} = \frac{R_{zapata2}}{M_{Azapata2}} = 3.01 \text{ m}$$

$$excen.zapata2 = \frac{b_z}{2} - d_{zapata2} = -0.01 \text{ m}$$

$$\sigma_i = \frac{R_{zapata2}}{b_z} + \frac{(R_{zapata2} * excen.zapata2 * \frac{b_z}{2})}{I_{z_{yy}}} = 10.6403 < \sigma_s = 48 \frac{tnf}{m^2} - OK!$$

$$\sigma_f = \frac{R_{zapata2}}{b_z} - \frac{(R_{zapata2} * excen.zapata2 * \frac{b_z}{2})}{I_{z_{yy}}} = 10.824 < \sigma_s = 48 \frac{tnf}{m^2} - OK!$$

De igual manera que el estado de carga I se tendrá que realizar los cálculos de factores de seguridad para el volteo, para ello será necesario tomar los datos obtenidos en los cálculos del estado de carga II y utilizando el procedimiento del estado de carga I.

$$M_{estable2} = 224.521 \text{ tnf} - m$$

$$M_{inestable2} = \beta_E * 22.8 = 30.78 \text{ tnf} - m$$

Se calcula el factor de estabilidad o seguridad:

$$FS = \frac{M_{estable2}}{M_{inestable2}} = 7.294 > 1.5 \text{ (de la norma)} - OK!$$

Luego para la revisión del factor de seguridad por deslizamiento del estribo se tendrá un factor de rozamiento considerado.

$\mu = 0.50$ Considerando el terreno como una arena intermedia

$$F_{estable2} = \mu * 64.3957 = 32.1979 \text{ tnf}$$

$$F_{inestable2} = \beta_E * 11.4 = 15.39 \text{ tnf}$$

$$FS = \frac{F_{estable2}}{F_{inestable2}} = 2.092 > 1.5 \text{ (de la norma)} - OK!$$

e) DISEÑO DE ARMADURA DEL ESTRIBO

Se procede a calcular el empuje estático, para ello se consideran los datos anteriores, solo variando la altura, que, para este caso, como se requiere realizar el diseño de la pantalla del estribo se tomara solo la altura de este:

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\gamma_{terreno} = 1.90 \text{ tnf}/m^3$$

$$H = 5 \text{ m.}$$

$$A = 0.45$$

$$K_A = 0.333$$

$$E_A = 7.917 \text{ tnf}$$

$$M_{EA} = E_A * \frac{H}{3} = 13.194 \text{ tnf} - m$$

Luego se calcula de igual manera el empuje dinámico.

$$E_{AD} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * (1 - Kv) * K_{AE}$$

Donde:

$$K_{AE} = \frac{\cos(\phi - \theta - \beta)^2}{\cos\theta * \cos\beta^2 * \cos(\delta + \beta + \theta)} * [1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}}]^{-2}$$

De los cuales:

$$Kh = \frac{A}{2} = 0.225$$

$$0.3Kh \leq Kv \leq 0.5Kh$$

$$Kv = 0.4 * Kh = 0.09$$

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{Kh}{1 - Kv}\right) = 13.89^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$\delta = 0$$

$$i = 0$$

Por lo tanto y reemplazando los datos en las formulas planteadas:

$$K_{AE} = 0.51573$$

$$E_{AD} = 11.146 \text{ tnf}$$

$$\Delta E_A = E_{AD} - E_A = 3.230 \text{ tnf}$$

Luego se tendrá que calcular la posición exacta de la fuerza sísmica para posteriormente calcular el momento y con este diseñar el acero de la pantalla del estribo.

$$Z_M = \frac{3.865 + 15.5}{1.6625 + 7.75} = 2.057 \text{ m.}$$

$$A = 0.45$$

$$F_H = Kh * (1.6625 + 7.75) = 2.118 \text{ tnf/m}$$

Con estos datos se puede obtener el momento en la base del estribo para posteriormente calcular su área de acero necesario.

$$M_{base} = \left[E_A * \frac{H}{3} + \Delta E_A * 0.6H + F_H * Z_M + F_{Stab} * (Z_T - 1) \right] = 132.202 \text{ tnf} - m$$

$$\phi = 0.9$$

$$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$h = 100 \text{ cm.}$$

$$r = 7.5 \text{ cm.}$$

$$d = h - r = 92.5 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$H = 5 \text{ m.}$$

$$a_e = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{base}}{0.85 * \phi * f'_c * b}} = 5.501 \text{ cm}$$

$$A_{se} = \frac{M_{base}}{\phi * f_y * (d - \frac{a_e}{2})} = 38.969 \text{ cm}^2$$

Se considerarán varillas de 1", por lo tanto:

$$Cantidad \text{ var} = \frac{A_{se}}{A_{ref}} = 7.691 \text{ varillas} \approx 8 \text{ varillas}$$

$$Espaciamiento = \frac{b}{Cantidad} = 12.5 \text{ cm}$$

En resumen, se tendrán varillas de 1" cada 12.5 cm en la cara interior del muro del estribo, adicionalmente será necesario considerar un refuerzo de las mismas características en la cara exterior de la pantalla del estribo y para verificar que este diseño sea efectivo será necesario realizar una comprobación:

$$E_A = 7.917 \text{ tnf}$$

$$M_{EA} = 1.3 * E_A * \frac{H}{3} = 17.153 \text{ tnf} - m$$

$M_{EA} > M_{base}$, por lo tanto, se puede decir que este diseño es correcto.

f) DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO

$$R_{zapata3} = 64.3957 + 54.0565 = 118.4522 \text{ tnf}$$

$$M_{Azapata3} = 224.521 + 98.6531 - 39.542 - 50.172 - 129.287 \\ = 103.828 \text{ tnf} - m$$

$$d_{zapata3} = \frac{R_{zapata3}}{M_{Azapata3}} = 0.8765 \text{ m}$$

$$excen_{zapata3} = \frac{b_z}{2} - d_{zapata2} = 2.123 \text{ m}$$

$$\sigma_i = \frac{R_{zapata2}}{b_z} + \frac{(R_{zapata2} * excen_{zapata2} * \frac{b_z}{2})}{I_{zyy}} = 61.663 < 1.3 * \sigma_s$$

$$= 62.4 \frac{\text{tnf}}{\text{m}^2} - OK!$$

$$\sigma_f = \frac{R_{zapata2}}{b_z} - \frac{(R_{zapata2} * excen_{zapata2} * \frac{b_z}{2})}{I_{zyy}} = -22.179 < 1.3 * \sigma_s$$

$$= 62.4 \frac{\text{tnf}}{\text{m}^2} - OK!$$

Con esto se proseguirá a calcular el área de acero de cimentación:

$$b_z = 6 \text{ m}$$

$$h_z = 1 \text{ m}$$

$$r_z = 7.5 \text{ cm}$$

$$d_{zapata} = 92.5 \text{ cm}$$

$$Pie = 150 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el momento en el pie de la cimentación del estribo será:

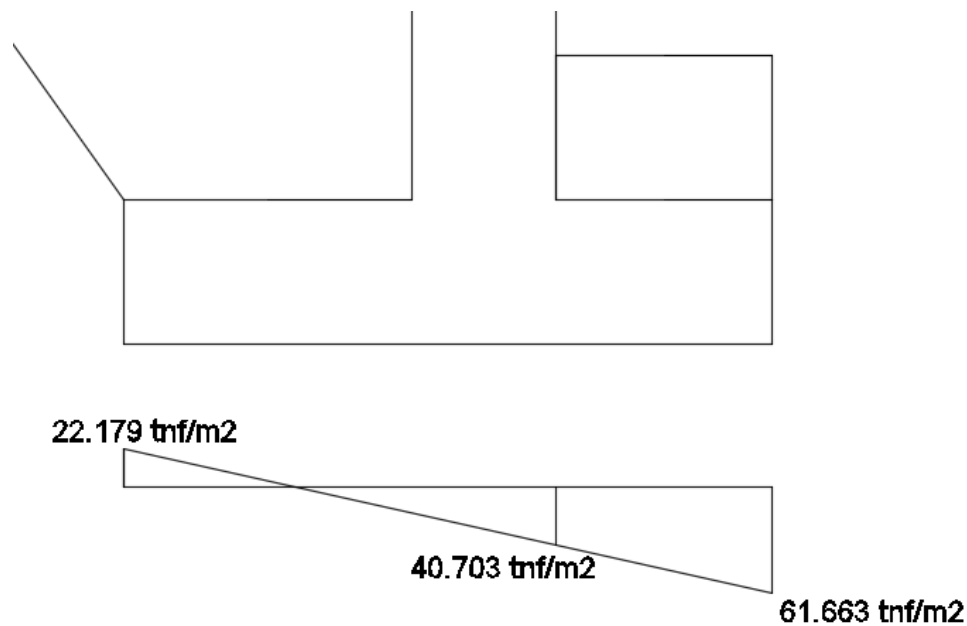


Figura 4.34 Esfuerzos dados en la base del Estribo (Fuente: elaboración propia)

$$M_{zapata} = 40.703 * \frac{Pie^2}{2} + \frac{1}{2} * (61.663 - 40.703) * \frac{2}{3} * Pie^2 = 61.511 \text{ tnf} - m$$

$$a_{zapata} = d_{zapata} - \sqrt{d_{zapata}^2 - \frac{2 * M_{zapata}}{0.85 * \phi * f'c * b_z}} = 2.518 \text{ cm}$$

$$A_{zapata} = \frac{M_{zapata}}{\phi * f_y * (d_{zapata} - \frac{a_{zapata}}{2})} = 17.835 \text{ cm}^2$$

Se considerarán varillas de 5/8", por lo tanto:

$$Cantidad \text{ var} = \frac{A_{se}}{A_{ref}} = 9.011 \text{ varillas} \approx 10 \text{ varillas}$$

$$Espaciamiento = \frac{b_z}{Cantidad} = 10 \text{ cm}$$

Con esto se realiza la revisión por cortante, por lo tanto:

$$R_z = \frac{61.663 + 40.703}{2} * Pie = 76.775 \text{ tnf}$$

$$V_z = \frac{R_z * 10^3}{b_{zapata} * d_{zapata}} = 8.30 \frac{kgf}{cm^2}$$

Y teniendo esto se puede calcular el esfuerzo cortante que resiste el concreto:

$$\Phi_c = 0.85$$

$$f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{350} = 9.915 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto, se puede calcular la fuerza que se llevaría el acero de refuerzo:

$$V_s = \left(\frac{V_z}{\phi_c} - V_c \right) * b_{zapata} * d_{zapata} * 10^{-3} = -1.394 \text{ tnf}$$

Por lo tanto como la fuerza cortante que toma el acero es mucho menor que el porcentaje del concreto y considerando que el refuerzo a tomar será de 1/2" con un $d_{zapata} = 85 \text{ cm}$ la separación del refuerzo del acero será de 45 cm a lo largo de toda la cimentación.

g) DISEÑO DEL TALÓN DEL ESTRIBO

Para poder realizar este diseño será necesario considerar solo la carga W4 y la carga de las alas con un brazo actuante de $d_4 = 1.75 \text{ m}$ y $d_{alas} = 2.2117 \text{ m}$. Se tendrá que obtener el momento actuante del talón:

$$M_{talón} = (33.25 * 1.75 + 3.2612 * 2.2117) = 65.40 \text{ tnf} - \text{m}$$

Y considerando las dimensiones del talón del estribo, se podrá calcular el área de acero y la distribución de este:

$$h_{talon} = 100 \text{ cm}$$

$$r_{talon} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d_{talon} = 100 - 7.5 = 92.5 \text{ cm}$$

$$b_{talon} = 100 \text{ cm}$$

$$a_{talon} = d_{talon} - \sqrt{d_{talon}^2 - \frac{2 * M_{talón}}{0.85 * \phi * f'c * b_{talon}}} = 2.679 \text{ cm}$$

$$A_{talon} = \frac{M_{talón}}{\phi * f_y * (d_{talon} - \frac{a_{talon}}{2})} = 18.979 \text{ cm}^2$$

Se considerarán varillas de 5/8", por lo que se tendrán 10 varillas distribuidas cada 10 cm a lo largo de todo el talón del estribo.

h) DISEÑO DE LAS ALAS DEL ESTRIBO

Para realizar este diseño se tomó como referencia a Chen, W. F. y Duan L. (2000), *Bridge Engineering Handbook*, en el cual se detalla como diseñar un estribo con alas como refuerzos laterales, para así obtener un diseño optimizado de la pantalla del estribo al tener los esfuerzos una mejor distribución. Por ello se tomaron las siguientes medidas como predimensionamiento.

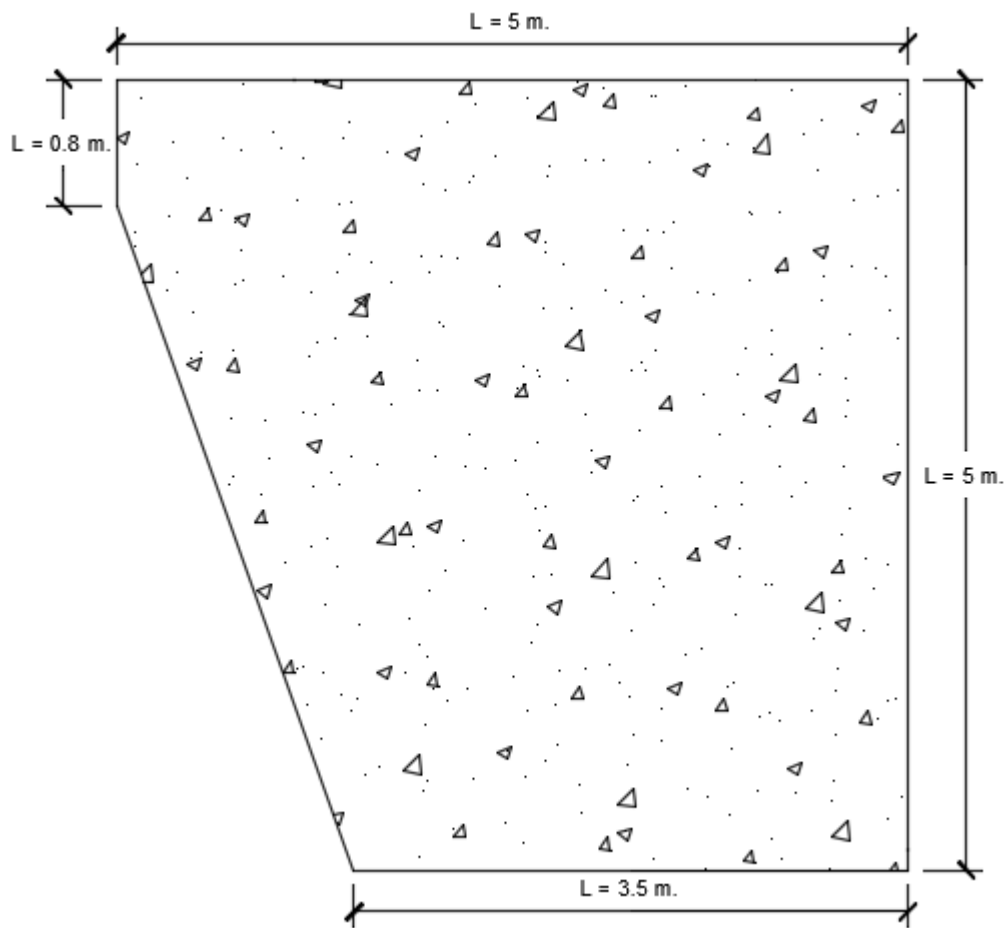


Figura 4.35 Dimensionamiento de Alas de Estribo (Fuente: elaboración propia)

Con los datos obtenidos del predimensionamiento se procede a calcular el área de acero requerido.

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$H = 500 \text{ cm}$$

$$L = 500 \text{ cm}$$

$$S = 0.61 \text{ cm}$$

Donde: h : Altura de parte posterior

H : Altura total de ala

L : Longitud de ala

S : Altura de asfalto considerado encima del estribo

Luego se calculará las cargas y momentos:

$$w = \frac{q_{sc}}{2} = 0.61 \frac{\text{tnf}}{\text{cm}^2}$$

$$V = w = \frac{wL}{6} [H^2 + (h + H)(h + 3S)] = 20.462 \text{ tnf}$$

$$M = \frac{wL^2}{24} [3h^2 + (H + 4S)(H + 2h)] = 32.422 \text{ tnf} - m$$

Y considerando que el ancho de cada ala es de 40 cm se tendrá:

$$b = 500 \text{ cm}$$

$$H = 400 \text{ cm}$$

$$d = 32.5 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M}{0.85 * \phi * f'_c * b}} = 0.754 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 26.701 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, si se consideran varillas de 1/2" se tendrá una varilla cada 20 centímetros para cumplir con los parámetros ya calculados.

También se realiza la revisión al cortante:

$$V_c = 2 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 370.180 \text{ kips} = 51.179 \text{ tnf}$$

$$V_s = \phi * V_c = 314.653 \text{ kips} = 43.502 \text{ tnf} > V = 20.462 \text{ tnf}$$

Por lo tanto, se concluye que no se necesitara refuerzo al cortante.

CAPÍTULO V

5. DISEÑO AISLADO

5.1. DESCRIPCIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

Para realizar el diseño del puente aislado será necesario primero separar el modelo del tablero con el de la subestructura, debido a que será necesario colocar una viga cabezal sobre la cual estarán apoyados los aisladores como se puede apreciar en las figuras 5.1 y 5.2.

Las características y diseños tanto del tablero como de la subestructura se mantendrán iguales, debido a que se busca realizar la comparación del mismo modelo monolítico, que es el caso desarrollado en capítulos anteriores, como del modelo separando el tablero de la subestructura con los aisladores sísmicos.

Primero será necesario separar el tablero del puente de la subestructura para poder obtener fuerzas y momentos de un modelo similar al aislado, es por ello que se separará el modelo colocando elastómeros fijos, es decir con rigidez muy alta, con ello se busca obtener las resultantes.

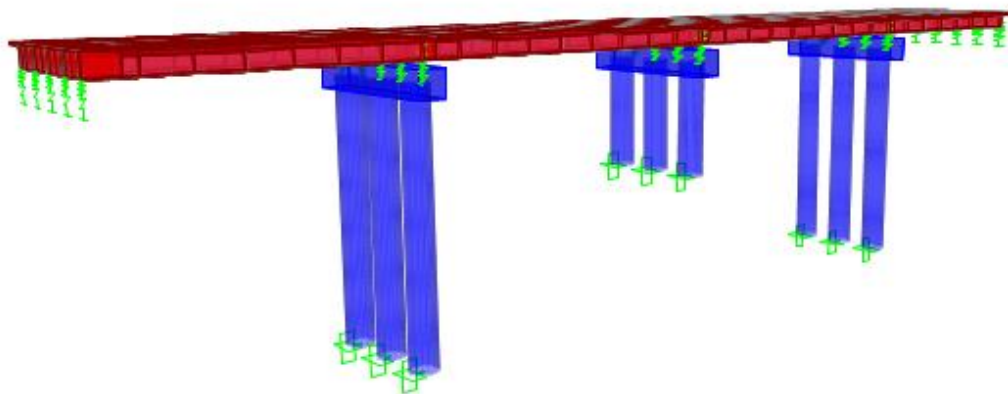


Figura 5.1 Modelo puente separado (Fuente: elaboración propia)

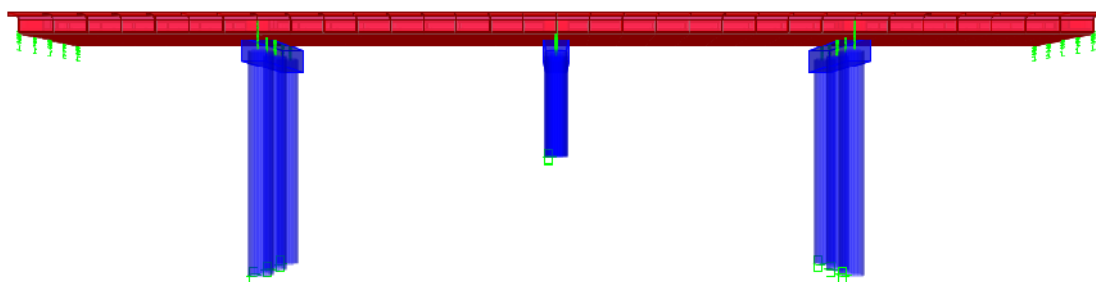


Figura 5.2 Modelo puente separado, vista lateral (Fuente: elaboración propia)

Ambos modelos serán similares, pero variarán serán las características de los apoyos, como en el primer caso se considerará el puente monolítico y en el segundo caso se considerarán características propias de aisladores tomados de proveedores que serán explicados más adelante en este capítulo.

5.1.1. TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS

El sistema de Aislamiento Sísmico en estructuras, consiste en separar la estructura o superestructura, del suelo o subestructura.

En cuanto a estos dispositivos se clasifican, por su material o por su tipo de aislamiento; la selección de estos va a ir de acuerdo a las necesidades para la estructura, características que tenga esta o preferencias del diseñador.

Estos dispositivos de aislamiento tienden a flexibilizar la conexión entre la superestructura y la subestructura, sin dejar de ser rígidos en la dirección vertical deberán soportar las solicitaciones sísmicas que vienen en forma horizontal, y soportar el peso de la estructura o superestructura.

Se tendrían las siguientes características en una estructura aislada:

- Se aumenta el periodo de vibración de la estructura.
- Incrementa el amortiguamiento de la estructura.
- Se reducen las aceleraciones en la superestructura.
- Se reducen considerablemente las deformaciones de la estructura propiamente dicha.
- Aumenta el desplazamiento relativo considerablemente.

5.1.2. MECANISMOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO

En este aspecto se tiene 5 tipos de aisladores sísmicos que vendrían a ser los más importantes:

- a) Aisladores Elastoméricos de Goma de alto amortiguamiento (HDR)
- b) Aisladores Elastoméricos de Goma con Núcleo de Plomo (LRB)
- c) Aisladores Elastoméricos de Goma Natural (NRB)

d) Sistema de péndulo de fricción invertido (FPS)

Teniendo como objetivo principal la incorporación de estos, aumentar el período de vibración de modo que reduzca la respuesta sísmica. Al disminuir las fuerzas y momentos aumentarían los desplazamientos experimentados en el puente, por lo tanto, es necesario disponer de apoyos que sean capaces de absorber estos.

Se tienen distintas características para poder escoger un dispositivo adecuado como son:

- a) Deformaciones ante cargas de servicio (rigidez inicial).
- b) Fuerza y desplazamiento de fluencia.
- c) Desplazamiento último y comportamiento después de este desplazamiento.
- d) Capacidad de poder regresar a la posición central luego de las deformaciones (fuerza restauradora de posición).

5.1.3. SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO

La estructura se flexibiliza por la adición de aisladores sísmicos las fuerzas actuantes del sismo se reducen, y esto a causa de que la aceleración espectral en la estructura se reduce. A la vez que sucede esto también aumentan los desplazamientos, ya que la base no es tan rígida; pero hay que poner especial atención en esto ya que si se llega a tener demasiado desplazamiento relativo de entrepiso se pueden generar daños estructurales, y en algunos casos a los aisladores se les adhiere un sistema de disipación sísmica.

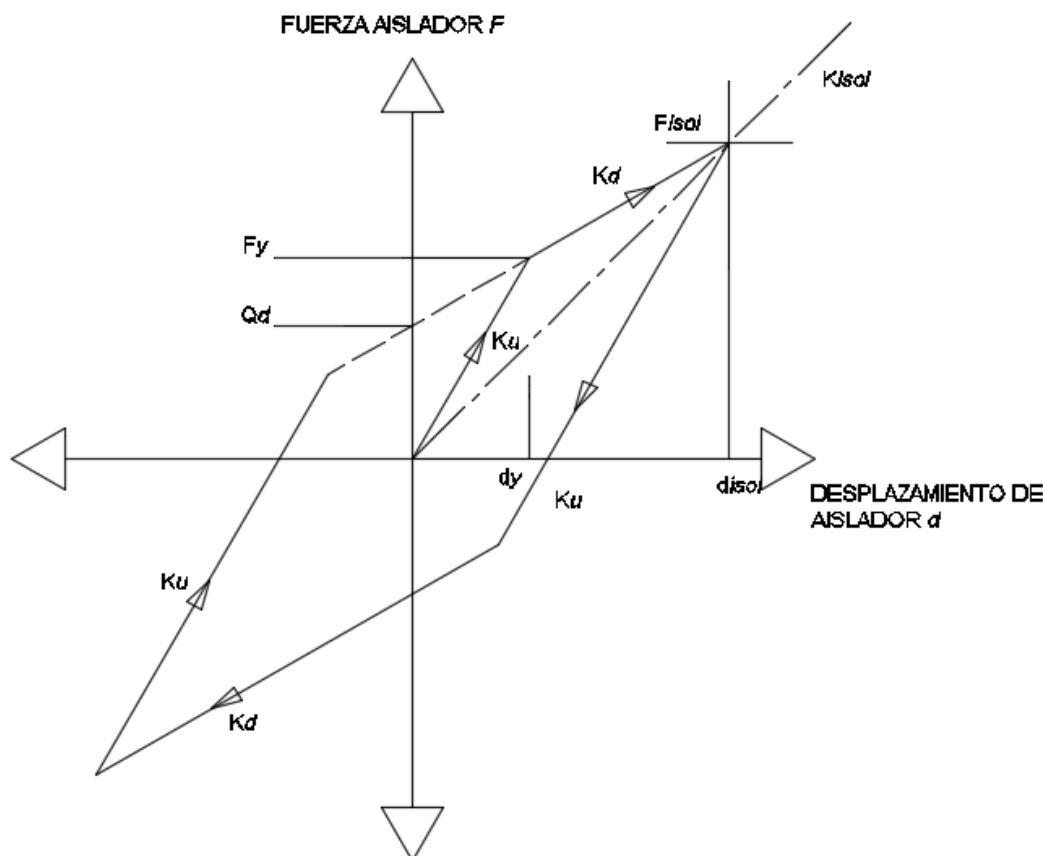


Figura 5.3 Comportamiento dinámico del aislador (Fuente: elaboración propia)

Donde:

- Kd: Rigidez Inicial del Aislador
- Ku: Rigidez de Carga y Descarga (Rigidez Elástica)
- Kisol: Rigidez Efectiva del Aislador
- Fisol: Fuerza cortante del Aislador
- Fy: Fuerza de desempeño del Aislador
- disol: Desplazamiento del Aislador
- dy: Desplazamiento de desempeño del Aislador
- Qd: Fuerza característica del Aislador

En la figura 5.3 se puede apreciar el comportamiento del aislador a lo largo del tiempo en el que será sometido a las cargas respectivas, obteniendo así los desplazamientos que tendrá y las fuerzas que soportará de acuerdo a la rigidez que tenga.

5.2. DISEÑO DE MODELO AISLADO

5.2.1. DISEÑO DE VIGA CABEZAL

Para realizar este diseño se consideraron los momentos y fuerzas cortantes del modelo separado con elastómeros fijos, ya que se considera como el más semejante a un modelo

monolítico. Como se pueden apreciar en las figuras 5.1 y 5.2 se tendrán tres vigas cabezales, por lo tanto, tres resultados, se considerarán las vigas laterales como un diseño y la viga central otro diferente. Se consideraron como predimensionamiento de sección una sección cuadrada de 2 metros por lado para así mantener el ancho de los pilares de diámetro igual, por 12 m. de longitud para cubrir toda la base del tablero y además un margen para los posibles desplazamientos.

Se tienen los siguientes resultados, considerando que se realizaran diseños en tres partes, centro y ambos laterales.

a) VIGAS LATERALES

Se obtiene la cuantía mínima, es decir el área de acero mínimo necesario para las vigas, y como esto solo depende de las dimensiones de la viga se considerará la misma área para la viga central.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.80\sqrt{f'c}}{F_y} b \cdot d \geq \frac{14b \cdot d}{F_y}$$

$$f'c = 350 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$d = 200 - 5 = 195 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = 138.98 \text{ cm}^2$$

Es decir que utilizando varillas de 1" y armando paquetes de 2 varillas se tendrán 14 paquetes de 2 varillas de 1" cada uno.

Luego se obtienen los resultados de los momentos del modelo ya corrido, y se consideraran 4 tramos debido a que se tienen 2 volados a cada lado y dos tramos intermedios, adicional a esto se tienen cortes y resultados en cada ubicación de los apoyos, y como se tiene un apoyo por cada viga cajón de la superestructura se tendrán 4 apoyos más, dando en total 8 tramos que nos darán resultados de momentos.

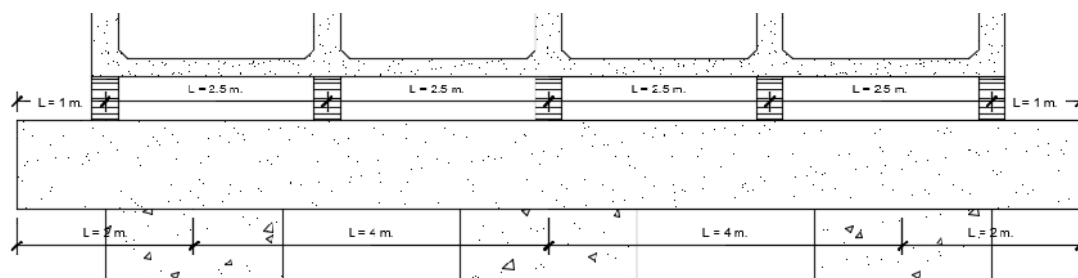


Figura 5.4 Detalle de viga cabezal (Fuente: elaboración propia)

Pero como es una sección simétrica se podría realizar el diseño de solamente 4 tramos para realizar el diseño de acero para momentos positivos y 5 puntos para el diseño de acero en momentos negativos, teniendo los siguientes datos.



Tabla 5.1 Resultados del Análisis en vigas laterales (Fuente: elaboración propia)

	Distancia	V2	M3
	m	Tonf	Tonf-m
Resultados Positivos	0	0.5729	7.599E-13
	1	211.4629	418.94876
	2	342.2505	560.03418
	3.5	237.2625	302.29249
	6	262.2625	249.71403
	6	183.818	249.71427
	8.5	208.818	302.29237
	10	549.5882	560.03371
	11	-66.4059	418.94871
	12	0.5729	2.581E-13
Resultados Negativos	0	-0.5729	-6.889E-13
	1	66.4052	-286.89654
	2	-549.5881	-707.88136
	3.5	-208.8178	-241.74926
	6	-183.8178	-322.30075
	6	-262.2624	-322.3007
	8.5	-237.2624	-241.74949
	10	-342.25	-707.88135
	11	-211.4629	-286.89616
	12	-0.5729	-9.966E-13

Con estos datos se proceden a diseñar los refuerzos de acero, pero para demostrar que se necesita más refuerzo que solamente el mínimo, se tomara el momento máximo:

$$f'c = 350 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$fy = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$d = 200 - 5 = 195 \text{ cm}$$

$$h = 200 \text{ cm}$$

$$Mu = 707.881 \text{ tnf} - m$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M}{0.85 * \phi * f'c * b}} = 6.901 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})} = 97.766 \text{ cm}^2$$

No será necesario colocar mayor refuerzo que el acero mínimo para ambas vigas laterales y a lo largo de estas.

Para el diseño por cortante se tomaron dos datos como los principales y por lo tanto se tienen dos diseños, siendo uno para los tramos intermedios y el otro para los volados:

- Diseño de tramos en voladizo

$$Vu = 211.463 \text{ tnf}$$

$$Vc = \frac{0.53 * \sqrt{f'c} * b * d}{10^3} = 386.700 \text{ tnf}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi_c} - Vc = 137.92 \text{ tnf}$$

Y considerando varillas de 1" se tendrá el diseño final.

$$Ast = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{Ast * fy * d}{Vs * 10^3} = 30.089 \text{ cm}$$

Entonces se tienen varillas de 1" cada 30 cm a lo largo de los 2 metros del volado en cada lado de las dos vigas laterales

- Diseño de tramos centrales

$$Vu = 549.588 \text{ tnf}$$

$$Vc = \frac{0.53 * \sqrt{f'c} * b * d}{10^3} = 386.700 \text{ tnf}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi_c} - Vc = 259.874 \text{ tnf}$$

Y considerando varillas de 1" se tendrá el diseño final.

$$Ast = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{Ast * fy * d}{Vs * 10^3} = 15.969 \text{ cm}$$

Entonces se tienen varillas de 1" cada 15 cm a lo largo de los 8 metros de los dos tramos centrales de ambas vigas laterales

b) VIGA CENTRAL

Al igual que en el caso anterior se obtuvieron resultados de momentos y cortantes.

Tabla 5.2 Resultados del Análisis en viga central

	Distancia	V2	M3
	m	Tonf	Tonf-m
Resultados Positivos	0	0.4249	1.339E-13
	1	205.4208	853.73621
	2	1244.4747	1639.62771
	3.5	778.2345	964.64272
	6	803.2345	928.15079
	6	714.9728	928.15098
	8.5	739.9728	964.64245
	10	1469.4752	1639.62739
	11	-99.7065	853.73651
	12	0.4249	1.596E-12
Resultados Negativos	0	-0.4249	-1.339E-13
	1	99.706	-705.56867
	2	-1469.4747	-1800.0248
	3.5	-739.9727	-890.9457
	6	-714.9727	-1012.2617
	6	-803.2343	-1012.2614
	8.5	-778.2343	-890.94596
	10	-1244.4743	-1800.0252
	11	-195.4216	-705.56847
	12	-0.4249	-1.716E-12

Para diseñar la cantidad de aceros de refuerzo se tomarán los momentos máximos en cada tramo de la viga y se tomarán momentos positivos y negativos para optimizar el diseño. Por lo tanto, se tendrán 3 diseños para momentos positivos y 3 para momentos negativos, ya que como se sabe la viga es simétrica, por lo tanto, se considerarán los mismos diseños para cada lado.

• MOMENTOS POSITIVOS

- Diseño en centro de volado

$$f'c = 350 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$d = 200 - 5 = 195 \text{ cm}$$

$$h = 200 \text{ cm}$$

$$Mu = 853.736 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M}{0.85 * \phi * f'_c * b}} = 8.355 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 118.359 \text{ cm}^2$$

Y considerando paquetes de dos varillas de 1" se tendrán 12 paquetes de varillas.

- Diseño en apoyo lateral

$$f'_c = 350 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$d = 200 - 5 = 195 \text{ cm}$$

$$h = 200 \text{ cm}$$

$$Mu = 1639.628 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M}{0.85 * \phi * f'_c * b}} = 16.391 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 232.202 \text{ cm}^2$$

Y considerando paquetes de tres varillas de 1" se tendrán 16 paquetes de varillas.

- Diseño en apoyo central

$$f'_c = 350 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$d = 200 - 5 = 195 \text{ cm}$$

$$h = 200 \text{ cm}$$

$$Mu = 928.151 \text{ tnf} - m$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M}{0.85 * \phi * f'c * b}} = 9.101 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})} = 128.928 \text{ cm}^2$$

Y considerando paquetes de dos varillas de 1" se tendrán 13 paquetes de varillas.

- **MOMENTOS NEGATIVOS**

- Diseño en centro de volado

$$f'c = 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$fy = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$d = 200 - 5 = 195 \text{ cm}$$

$$h = 200 \text{ cm}$$

$$Mu = -705.568 \text{ tnf} - m$$

Como este momento resulta menor al obtenido con acero mínimo, se considerará el diseño con acero mínimo, es decir 14 paquetes de dos varillas de 1".

- Diseño en apoyo lateral

$$f'c = 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$fy = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$d = 200 - 5 = 195 \text{ cm}$$

$$h = 200 \text{ cm}$$

$$Mu = -1800.02 \text{ tnf} - m$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M}{0.85 * \phi * f'c * b}} = 18.076 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 256.072 \text{ cm}^2$$

Y considerando paquetes de 4 varillas de 1" se tendrán 13 paquetes de varillas.

- Diseño en apoyo central

$$f'_c = 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$d = 200 - 5 = 195 \text{ cm}$$

$$h = 200 \text{ cm}$$

$$Mu = -1012.26 \text{ tnf} - m$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M}{0.85 * \phi * f'_c * b}} = 9.948 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 140.925 \text{ cm}^2$$

Y considerando paquetes de dos varillas de 1" se tendrán 14 paquetes de varillas.

Para el diseño por cortante se tomaron dos datos como los principales y por lo tanto se tienen dos diseños, siendo uno para los tramos intermedios y el otro para los volados:

- Diseño de tramos en voladizo

$$Vu = 205.421 \text{ tnf}$$

$$Vc = \frac{0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d}{10^3} = 386.700 \text{ tnf}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi_c} - Vc = 154.944 \text{ tnf}$$

Y considerando varillas de 1" se tendrá el diseño final.

$$Ast = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{Ast * f_y * d}{Vs * 10^3} = 15.066 \text{ cm}$$

Entonces se tienen varillas de 1" cada 15 cm a lo largo de los 2 metros del volado en cada lado de las dos vigas laterales

- Diseño de tramos centrales

$$Vu = 1469.475 \text{ tnf}$$

$$V_c = \frac{0.53 * \sqrt{f'c} * b * d}{10^3} = 386.700 \text{ tnf}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_c} - V_c = 1342.094 \text{ tnf}$$

Y considerando dos varillas de 1" se tendrá el diseño final.

$$A_{st} = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s * 10^3} = 6.184 \text{ cm}$$

Entonces se tienen dos varillas de 1" cada 6 cm a lo largo de los 8 metros de los dos tramos centrales de ambas vigas laterales

5.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE AISLADORES SÍSMICOS

Para realizar el predimensionamiento y posterior diseño de los aisladores sísmicos se tomó como referencia base a Buckle I., Al-Ani M. y Monzón E. (2011) *Seismic Isolation Design Examples of Highway Bridges* que a su vez se basa en la norma de la AASHTO *Guide Specifications for Seismic Isolation Design* (2010), en este manual de ejemplos se tienen que obtener varios datos del puente, como son el peso del tablero, su respectiva carga tributaria para cada pilar, los pesos de estos, su rigidez, etc.

Tabla 5.3 Cálculo de peso de superestructura (Fuente: elaboración propia)

SUPERESTRUCTURA

DESCRIPCIÓN	ÁREA (m2)	LONGITUD (m)	PESO (tnf)
SUPERESTRUCTURA	6.77	90	1523.25
DIAFRAGMAS	11.8	2	295
CARGAS PERMANENTES	3.8864	90	349.776
TOTAL			2168.026

DESCRIPCIÓN	LONGITUD (m)	PESO (tnf)	PESO (klb)
APOYO NORTE	10	267.114	588.884867
PILAR 1	22.5	527.2565	1162.40023
PILAR 2	25	579.285	1277.1033
PILAR 3	22.5	527.2565	1162.40023
APOYO SUR	10	267.114	588.884867
TOTAL		2168.026	4779.67348

DESCRIPCIÓN	ÁREA (m2)	LONGITUD (m)	PESO (tnf)
PILAR 1	3.141592654	10	214.2477796
PILAR 2	3.141592654	5	167.1238898
PILAR 3	3.141592654	10	214.2477796
TOTAL			595.619449

Tabla 5.4 Rigideces de la estructura (Fuente: elaboración propia)

LONGITUDINAL			TRANSVERSAL		
E	2569293.3	tnf/m ²	E	2569293.3	tnf/m ²
I_y	2.35619	m ⁴	I_x	102.88716	m ⁴
yc	0.8149	m	yc	0.8149	m
h₁	20.8149	m	h₁	20.8149	m
h₂	10.8149	m	h₂	10.8149	m
h₃	20.8149	m	h₃	20.8149	m
kl₁	8055.309891	tnf/m	kt₁	87937.30107	tnf/m
kl₂	57429.85432	tnf/m	kt₂	626943.7747	tnf/m
kl₃	8055.309891	tnf/m	kt₃	87937.30107	tnf/m

Con estos cuadros resumen proseguimos a calcular el predimensionamiento de los aisladores por cada apoyo, por ello se siguió la metodología de la AASHTO 2012.

Número de Apoyos $m = 5$

Número de Vigas por Apoyos $n = 5$

Número de Columnas por Apoyos 3

Angulo del puente 0

Peso de la Estructura $W_{ss} = 2168.026 \text{ tnf} = 4779.673 \text{ klb}$

Peso de Superestructura por apoyo $W_1 = 588.885 \text{ klb}$

$$W_2 = 1162.400 \text{ klb}$$

$$W_3 = 1277.103 \text{ klb}$$

$$W_4 = 1162.400 \text{ klb}$$

$$W_5 = 588.885 \text{ klb}$$

Peso de Apoyos $W_{pp} = 595.619 \text{ tnf} = 1313.115 \text{ klb}$

Peso Efectivo $W_{eff} = W_{ss} + W_{pp} = 6092.788 \text{ klb}$

Rigidez de cada pilar en dirección longitudinal $K_{sub,1long} = 451.076 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$

$$K_{sub,2long} = 3215.918 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

$$K_{sub,3long} = 451.076 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

Rigidez de cada pilar en dirección transversal $K_{sub,1tran} = 4924.253 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$

$$K_{sub,2tran} = 35107.17 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

$$K_{sub,3tran} = 4924.253 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

Además de estas consideraciones de la estructura también será necesario las características sísmicas que se tomaron en cuenta previamente.

$$PGA = 0.45$$

$$S_S = 1.2$$

$$S_1 = 0.44$$

$$F_{pga} = 1$$

$$F_a = 1$$

$$F_v = 1$$

$$A_S = 0.45$$

$$S_{ds} = 1.2$$

$$S_{D1} = 0.44$$

Con estos datos se puede armar el espectro de respuesta sísmica como ya se hizo previamente y con el cual se trabajará.

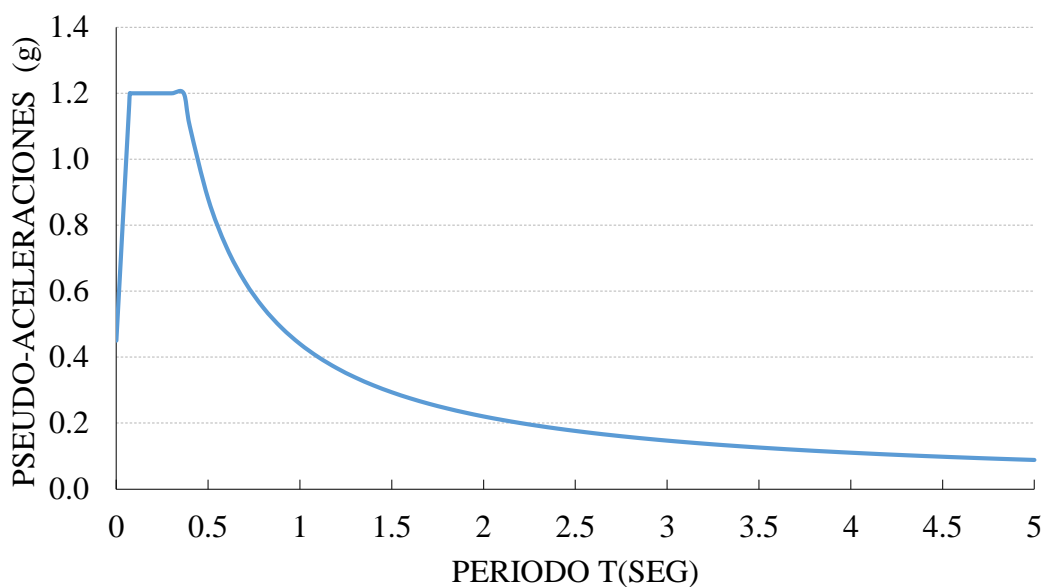


Figura 5.5 Espectro de respuesta Sísmica (Fuente: elaboración propia)

Teniendo en cuenta todos estos datos se procede con el predimensionamiento de los aisladores.

Se empezará suponiendo un desplazamiento inicial del aislador con la fórmula:

$$d = \frac{9.79 S_{D1} T_{eff}}{B_L} \cong 10 S_{D1} = 4.4 \text{ in}$$

Luego se calculará la fuerza característica del aislador:

$$Q_d = 0.05 W_{ss} = 238.964 \text{ klb}$$

También su rigidez:

$$K_d = 0.05 \frac{W_{ss}}{d} = 54.314 \frac{klb}{in}$$

Con estas propiedades características para la estructura se procede a calcular las propiedades específicas para cada apoyo:

$$Q_{d,j} = Q_d \frac{W_j}{W_{ss}}$$

$$Q_{d1} = 29.444 \text{ klb}$$

$$Q_{d2} = 58.120 \text{ klb}$$

$$Q_{d3} = 63.855 \text{ klb}$$

$$Q_{d4} = 58.120 \text{ klb}$$

$$Q_{d5} = 29.444 \text{ klb}$$

$$K_{d,j} = K_d \frac{W_j}{W_{ss}}$$

$$K_{d1} = 6.692 \frac{klb}{in}$$

$$K_{d2} = 13.209 \frac{klb}{in}$$

$$K_{d3} = 14.513 \frac{klb}{in}$$

$$K_{d4} = 13.209 \frac{klb}{in}$$

$$K_{d5} = 6.692 \frac{klb}{in}$$

Con estos datos se pueden calcular las rigideces efectivas en cada apoyo, teniendo en cuenta la rigidez del aislador K_{isol} y la rigidez de la subestructura K_{sub} , quedando la expresión de la siguiente manera:

$$K_{eff,j} = \frac{a_j K_{sub,j}}{1 + a_j}$$

De donde:

$$a_j = \frac{K_{d,j}d + Q_{d,j}}{K_{sub}d - Q_{d,j}}$$

Donde además el K_{sub} de los apoyos 1 y 5 que representan a los estribos del puente, al ser muy rigidez se considerara muy alto y en este caso en específico alrededor de 10000 klb/in, teniendo finalmente:

$$a_1 = 0.001339$$

$$a_2 = 0.060334$$

$$a_3 = 0.009066$$

$$a_4 = 0.060334$$

$$a_5 = 0.001339$$

Y teniendo así:

$$K_{eff1} = 13.375 \frac{klb}{in}$$

$$K_{eff2} = 25.667 \frac{klb}{in}$$

$$K_{eff3} = 28.895 \frac{klb}{in}$$

$$K_{eff4} = 25.667 \frac{klb}{in}$$

$$K_{eff5} = 13.375 \frac{klb}{in}$$

Teniendo como rigidez efectiva total la sumatoria de estos:

$$K_{eff} = \sum_{j=1}^m K_{eff,j} = 106.977 \frac{klb}{in}$$

Luego se calculan los desplazamientos del sistema aislado por cada apoyo:

$$d_{isol,j} = \frac{d}{1 + a_j}$$

$$d_{isol,1} = 4.394 \text{ in}$$

$$d_{isol,2} = 4.150 \text{ in}$$

$$d_{isol,3} = 4.360 \text{ in}$$

$$d_{isol,4} = 4.150 \text{ in}$$

$$d_{isol,5} = 4.394 \text{ in}$$

De igual manera la rigidez del sistema aislado por cada apoyo:

$$K_{isol,j} = \frac{Q_{d,j}}{d_{isol,j}} + K_{d,j}$$

$$K_{isol,1} = 13.393 \frac{klb}{in}$$

$$K_{isol,2} = 27.215 \frac{klb}{in}$$

$$K_{isol,3} = 29.157 \frac{klb}{in}$$

$$K_{isol,4} = 27.215 \frac{klb}{in}$$

$$K_{isol,5} = 13.393 \frac{klb}{in}$$

Luego se calculará el desplazamiento de la subestructura:

$$d_{sub,j} = d - d_{isol,j}$$

$$d_{sub,1} = 0.005885 \text{ in}$$

$$d_{sub,2} = 0.250364 \text{ in}$$

$$d_{sub,3} = 0.039534 \text{ in}$$

$$d_{sub,4} = 0.250364 \text{ in}$$

$$d_{sub,5} = 0.005885 \text{ in}$$

Esto para calcular la carga lateral en cada apoyo de la subestructura:

$$F_{sub,j} = K_{sub,j} d_{sub,j}$$

$$F_{sub,1} = 58.849 \text{ klb}$$

$$F_{sub,2} = 112.933 \text{ klb}$$

$$F_{sub,3} = 127.137 \text{ klb}$$

$$F_{sub,4} = 112.933 \text{ klb}$$

$$F_{sub,5} = 58.849 \text{ klb}$$

Finalmente se puede calcular el periodo efectivo de la estructura y su coeficiente de amortiguamiento:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W_{eff}}{gK_{eff}}} = 2.412 \text{ seg}$$

$$\xi = \frac{2\Sigma_j (Q_{d,j}(d_{isol,j} - d_{y,j}))}{\pi\Sigma_j (K_{eff,j}(d_{isol,j} + d_{sub,j}))^2} = 0.313$$

Dando así el periodo efectivo de 2.412 seg con un coeficiente de amortiguamiento de 31.3%, utilizando estos resultados se puede calcular el factor de amortiguamiento y el desplazamiento:

$$B_L = \begin{cases} \left(\frac{\xi}{0.05}\right)^{0.3} & \xi < 0.3 \\ 1.7 & \xi \geq 0.3 \end{cases}$$

$$d = \frac{9.79S_{D1}T_{eff}}{B_L}$$

$$\xi = 0.313 > 0.3$$

$$B_L = 1.7$$

$$d = 6.112 \text{ in}$$

Este es un proceso iterativo por lo que este último desplazamiento se volverá a tomar desde el comienzo y se recalcularan todos los datos para volver a obtener un nuevo desplazamiento y volviendo a realizar este proceso hasta que nos salgan desplazamiento similares o muy cercanos. Luego de realizar este proceso iterativo se obtuvo:

$$T_{eff} = 2.458 \text{ seg}$$

$$\xi = 0.230$$

$$d = 6.228 \text{ in}$$

Con este procedimiento de predimensionamiento se procede con el análisis del puente con el método Multimodal Espectral. El cual es un proceso paso a paso para obtener finalmente una rigidez por apoyo que será la que se tenga en cuenta al momento de diseñar los aisladores. Se comienza con el cálculo de la fuerza característica y su rigidez por cada apoyo:

$$Q_{d,i} = \frac{Q_{d,j}}{n}$$

$$K_{d,i} = \frac{K_{d,j}}{n}$$

$$Q_{d,1} = 5.889 \text{ klb}$$

$$Q_{d,2} = 11.624 \text{ klb}$$

$$Q_{d,3} = 12.771 \text{ klb}$$

$$Q_{d,4} = 11.624 \text{ klb}$$

$$Q_{d,5} = 5.889 \text{ klb}$$

$$K_{d,1} = 1.338 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

$$K_{d,2} = 2.642 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

$$K_{d,3} = 2.903 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

$$K_{d,4} = 2.642 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

$$K_{d,5} = 1.338 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

Se calculará entonces la rigidez inicial de los aisladores y el desplazamiento corrido de estos:

$$K_{u,i} = 10K_{d,i}$$

$$d_{y,1} = \frac{Q_{d,i}}{K_{u,i} - K_{d,i}}$$

$$K_{u,1} = 13.384 \frac{klb}{in}$$

$$K_{u,2} = 26.418 \frac{klb}{in}$$

$$K_{u,3} = 29.025 \frac{klb}{in}$$

$$K_{u,4} = 26.418 \frac{klb}{in}$$

$$K_{u,5} = 13.384 \frac{klb}{in}$$

$$d_{y,1} = 0.489 \text{ in}$$

$$d_{y,2} = 0.489 \text{ in}$$

$$d_{y,3} = 0.489 \text{ in}$$

$$d_{y,4} = 0.489 \text{ in}$$

$$d_{y,5} = 0.489 \text{ in}$$

Como este desplazamiento es relativamente bajo para lo esperado ($\sim 2 \text{ in}$) y todos son iguales se tomara el valor de $d_{y,i} = 0$.

Luego de esto se calculará la rigidez efectiva de cada aislador tomando en cuenta el número de aisladores que tendrá cada apoyo.

$$K_{isol,i} = \frac{K_{isol,j}}{n}$$

$$K_{isol,1} = 2.285 \frac{klb}{in}$$

$$K_{isol,2} = 4.621 \frac{klb}{in}$$

$$K_{isol,3} = 4.972 \frac{klb}{in}$$

$$K_{isol,4} = 4.621 \frac{klb}{in}$$

$$K_{isol,5} = 2.285 \frac{klb}{in}$$

Con los datos ya obtenidos se procede a realizar el análisis final con el programa CSI Bridge y poder compararlo con los resultados obtenidos, será necesario realizar la conversión del espectro de respuesta, al obtener un nuevo coeficiente de amortiguamiento y un nuevo periodo de la estructura, se modificará la respuesta de la estructura con respecto a este, por ello se cambia el espectro en el periodo determinado para que aumente

el amortiguamiento. El periodo en el cual se modifica viene dado por $0.8T_{eff} = 1.93 \text{ seg}$, quedando el espectro así:

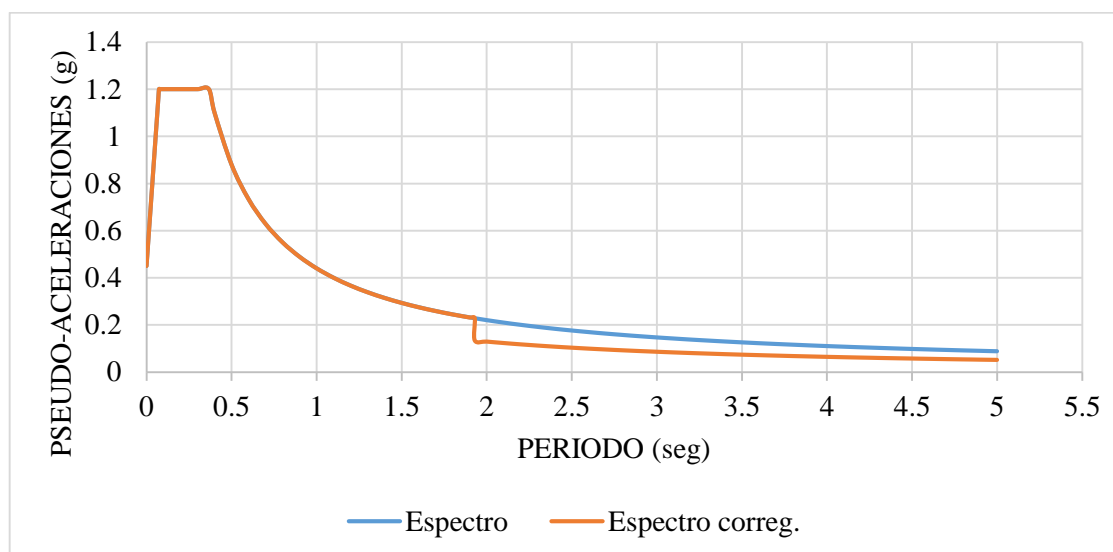


Figura 5.6 Espectro de respuesta Sísmica (Fuente: elaboración propia)

Con este espectro obtenido y las rigideces de los apoyos, se vuelve a realizar el análisis computacional para ver si el periodo y los desplazamientos obtenidos con los esperados. Una vez hecho esto se obtuvo un periodo de 2.271 seg, y en cuanto a los desplazamientos se obtuvieron los adecuados siendo un promedio de 15.63 cm similar a las 6.23 pulgadas obtenidas previamente, todo esto en el eje longitudinal por lo tanto se tienen los desplazamientos de la superestructura:

$$x_L = 6.23 \text{ in}$$

$$y_L = 0 \text{ in}$$

Y los desplazamientos de los aisladores en el eje longitudinal (u_L) y transversal (v_L):

Estribos	$u_L = 6.227 \text{ in}$	$v_L = 0 \text{ in}$
----------	--------------------------	----------------------

Pilares 1 y 3	$u_L = 5.873 \text{ in}$	$v_L = 0 \text{ in}$
---------------	--------------------------	----------------------

Pilar 2	$u_L = 6.171 \text{ in}$	$v_L = 0 \text{ in}$
---------	--------------------------	----------------------

Luego con los datos obtenidos del análisis computacional realizado con el espectro en el eje longitudinal y transversal se tendrá los siguientes desplazamientos:

Tabla 5.5 Desplazamientos de Superestructura (Fuente: elaboración propia)

Estribo 1	xt	0.156332	m	yt	0.043028	m
Apoyo 1	xt	0.156346	m	yt	0.043096	m
Apoyo 2	xt	0.156325	m	yt	0.043134	m
Apoyo 3	xt	0.156346	m	yt	0.043095	m
Estribo 2	xt	0.156332	m	yt	0.043028	m

Tabla 5.6 Desplazamiento de Subestructura antes de Aisladores (Fuente: elaboración propia)

Estribo 1	ut	0.156332	m	vt	0.043028	m
Apoyo 1	ut	0.081313	m	vt	0.015782	m
Apoyo 2	ut	0.014838	m	vt	0.000341	m
Apoyo 3	ut	0.081313	m	vt	0.015782	m
Estribo 2	ut	0.156332	m	vt	0.043028	m

Con estos datos se obtendrá el desplazamiento máximo del sistema para así poder tener las dimensiones de los aisladores:

Caso de Carga I

$$u_1 = u_L + 0.3u_T = 8.067 \text{ in}$$

$$v_1 = v_L + 0.3v_T = 0.508 \text{ in}$$

$$R_1 = \sqrt{u_1^2 + v_1^2} = 8.083 \text{ in}$$

Caso de Carga II

$$u_2 = 0.3u_L + u_T = 8.021 \text{ in}$$

$$v_2 = 0.3v_L + v_T = 1.694 \text{ in}$$

$$R_2 = \sqrt{u_2^2 + v_2^2} = 8.198 \text{ in}$$

Desplazamiento máximo $d_t = 8.198 \text{ in}$

Por lo que se procede a realizar el diseño, para ello se tendrán los siguientes datos:

$$Q_{disol} = 12.771 \text{ klb}$$

$$K_{disol} = 2.903 \text{ klb}$$

$$d_t = 8.198 \text{ in}$$

$$P_{DL} = 116.6 \text{ klb}$$

$$P_{LL} = 89.2 \text{ klb}$$

Entonces se tiene el diámetro del núcleo de plomo interno del aislador:

$$d_L = \sqrt{\frac{Q_d}{0.9}} = 3.767 \text{ in}$$

Luego el área posible total está dada por:

$$A_b = \frac{P_{DL} + P_{LL}}{1.0} = 205.778 \text{ in}^2$$

Y su correspondiente diámetro:

$$B = \sqrt{\frac{4A_b}{\pi} + d_L^2} = 17 \text{ in}$$

Siendo el área real:

$$A_b = \frac{\pi}{4}(B^2 - d_L^2) = 215.835 \text{ in}^2$$

Siendo el diámetro total el obtenido más un espesor de cobertura en cada lado que usualmente se toma 0.5 in.

$$B_o = B + 1 = 18 \text{ in}$$

Entonces ahora se procede con las dimensiones verticales, teniendo como referencias el número de capas elastoméricas y el espesor de cada una de estas. Por ello se tomara la rigidez del aislador que viene dada por $K_d = \frac{GA_b}{T_r}$, en la cual

G : Módulo de corte del elastomero y T_r : Espesor total del elastomero, tomando entonces $G = 100 \text{ psi}$ (0.1 ksi), entonces:

$$T_r = \frac{GA_b}{K_d} = 7.436 \text{ in}$$

Con esto se pueden calcular el número de capas que tendrá el elastómero o aislador:

$$n = \frac{T_r}{t_r} = 49.574 \approx 50$$

En la cual t_r : Espesor por cada capa = 0.15 in

Luego se calculará la altura promedio:

$$H = nt_r + (n - 1)t_s + 2t_c = 7.8 \text{ in} \approx 20 \text{ cm}$$

En la cual: t_s : espesor del separador intermedio = 0 in

t_c : espesor de capas exteriores = 0.15 in

En el caso del t_s se asume que está incorporado en el t_r para este diseño.

Luego haremos el chequeo por dimensiones, teniendo un rango recomendado para el diámetro del núcleo de plomo de la siguiente manera

$$\frac{B}{3} \geq d_L \geq \frac{B}{6}$$

$d_L = 3.767 \text{ in}$, por lo tanto, es aceptable el diseño. En la cual $B = 17 \text{ in}$.

Según la normativa AASHTO Seismic Isolation Design se necesita que el sistema aislado tenga una fuerza de restauración de d_t mayor a la fuerza de restauración de $0.5d_t$ pero no menor a $W/80$, siendo equivalente a:

$$K_{dmin} = \frac{0.025W}{d} = 0.237 \frac{klb}{in}$$

Donde: $W = 116.575 \text{ klb}$

$$d = 12.296 \text{ in}$$

Por lo tanto el diseño es correcto ya que $K_d = 2.903 \text{ klb/in} > K_{dmin}$

5.2.3. DISEÑO DE AISLADORES SÍSMICOS

Entonces con estos datos ya comprobados y diseñados se procede a encontrar un aislador real dado por un determinado proveedor, y en este caso se escogió la marca Bridgestone y para poder realizar una selección de sus productos se obtuvo su catálogo Bridgestone Seismic Isolation Product Line-Up Version 2017 vol.1.

Para poder escoger específicamente se tendrá que tener en cuenta ciertos parámetros ya obtenidos previamente como son: Tipo de Aislador Sísmico, Periodo de la estructura aislada, Amortiguamiento, Altura y Diámetro. Teniendo así:

Tipo = Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB)

Periodo = 2.458 seg

Amortiguamiento = 0.230

Altura = 20 cm

Diámetro = 18 in \approx 46 cm

Del catálogo y con estos datos se proceden a obtener los parámetros iniciales para poder elegir nuestro aislador final.

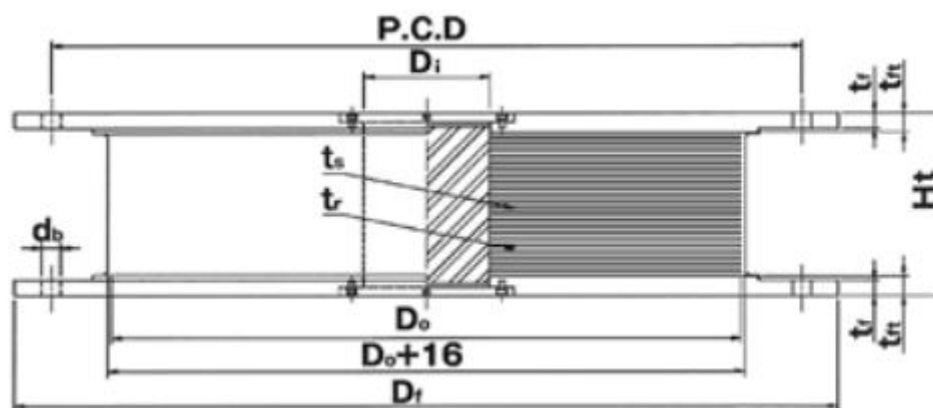


Figura 5.7 Dimensiones de Aisladores (Fuente: Bridgestone Seismic Isolation Product Line-Up Version 2017 vol.1)

En la cual: $D_o =$ Diámetro de aislador

$t_s =$ Espesor de cada plato de refuerzo

$t_r =$ Espesor de una capa elastomérica

$D_i =$ Diámetro de núcleo de Plomo

En la cual también se puede obtener:

$n =$ Número de capas elastoméricas

$A_r =$ Área efectiva del aislador

Con esto se pueden reemplazar en las fórmulas dadas por este catálogo para obtener finalmente la rigidez equivalente del aislador. Por ello se tiene una secuencia de fórmulas para obtenerla.

Se tendrá que calcular la rigidez luego del trabajo realizado $K_2 = K_d = C_{K_d} * (K_r + K_p)$

La rigidez del elastómero propiamente dicho $K_r = G_r * A_r / H$

La rigidez del núcleo de plomo $K_p = \alpha_p * A_p / H$

En la cual:

$C_{K_d} =$ Factor de corrección de la rigidez luego de iniciado el trabajo

$G_r =$ Módulo de corte del elastomero $= 0.385 \text{ N/mm}^2$

$\gamma =$ Tensión al cortante

$\alpha_p =$ Supuesto módulo de corte del núcleo $= 0.583 \text{ N/mm}^2$

Además el C_{K_d} viene dado por tres condiciones:

$$\begin{cases} 0.779 \gamma^{-0.43} & [\gamma < 0.25] \\ \gamma^{-0.25} & [0.25 \leq \gamma < 1.0] \\ \gamma^{-0.12} & [1.0 \leq \gamma < 2.5] \end{cases}$$

Luego también se calculara la fuerza característica $Q_d = C_{Q_d} * \sigma_{pb} * A_p$

En la cual: $C_{Q_d} =$ Factor de corrección de la fuerza característica

$\sigma_{pb} =$ Esfuerzo cortante del núcleo luego de iniciado el trabajo

De igual manera el factor de corrección C_{Q_d} viene dado por tres condiciones:

$$\begin{cases} 2.036 \gamma^{0.41} & [\gamma \leq 0.1] \\ 1.106 \gamma^{0.145} & [0.1 < \gamma < 0.5] \\ 1 & [0.5 \leq \gamma] \end{cases}$$

Además se calculara también rigidez inicial $K_1 = \beta * K_d$

En la cual:

$\beta =$ Variación de rigidez inicial hasta luego de iniciado el trabajo ≈ 13

Se tendrá finalmente la rigidez equivalente y el amortiguamiento equivalente

$$K_{eq} = \frac{Q_d}{\gamma * H} + K_d$$

$$H_{eq} = \frac{2}{\pi} * \frac{Q_d \left\{ \gamma * H - \frac{Q_d}{(\beta - 1)K_d} \right\}}{K_{eq} * (\gamma * H)^2}$$

Estos datos vienen dados en la figura 5.8.

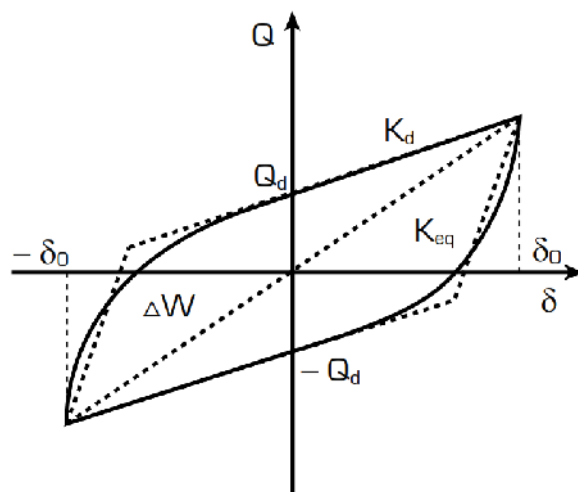


Figura 5.8 Curva histerética del Aislador (Fuente: Bridgestone Seismic Isolation Product Line-Up Version 2017 vol.1)

Con esta curva lo que se quiere calcular finalmente es el desplazamiento final del aislador y que este concuerde o sea mayor con nuestro diseño obtenido previamente $d = 6.228 \text{ in} \approx 16 \text{ cm}$.

Por lo tanto, se asume del catálogo de Bridgestone un aislador LRB de 600 mm de diámetro (ya que es el menor) con una altura de 200 mm y un coeficiente de amortiguamiento igual o mayor al obtenido, en este caso y según el catalogo se puede de 0.244, dándonos así el aislador denominado LH060G4-B, con características:

$$D_o = 600 \text{ mm}$$

$$D_i = 110 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor de capa} = 4.0 \text{ mm}$$

$$\text{Número de capas} = 50$$

$$\text{Altura de elastomero} = 200 \text{ mm}$$

Con estos datos se procede a realizar los cálculos de las formulas previamente mostradas.

$$A_p = \frac{D_i}{4} * \pi^2 = 9503.318 \text{ mm}^2$$

$$A_r = \frac{D_o}{4} * \pi^2 - A_p = 273240 \text{ mm}^2$$

$$K_r = 525.987 \frac{N}{mm}$$

$$K_p = 27.702 \frac{N}{mm}$$

Con estos datos y suponiendo que el aislador trabaje con todo el esfuerzo cortante, es decir

$\gamma = 100\% = 1.0$, se obtendrá:

$$C_{K_d} = \gamma^{-0.12} = 1.0$$

$$K_d = 553.689 \frac{N}{mm}$$

Luego se calculara la fuerza característica, para ello se calculara C_{Q_d} que como ya se supuso el esfuerzo cortante quedaría:

$$C_{Q_d} = 1.0$$

$$Q_d = 75712.93 \text{ N}$$

La rigidez inicial seria:

$$K_1 = 7197.96 \frac{N}{mm}$$

Dando así una rigidez equivalente y ratio de amortiguamiento equivalente de:

$$K_{eq} = 932.254 \frac{N}{mm}$$

$$H_{eq} = 0.244$$

Por lo tanto, el desplazamiento final viene dado por:

$$d_f = \frac{Q_d}{K_{eq} - K_d} \cong 20 \text{ cm}$$

Resultado que es correcto ya que el desplazamiento requerido viene a ser 16 cm, y al obtener un resultado mayor se puede decir que el diseño es óptimo. Con esta rigidez equivalente obtenida se procede a analizar nuevamente el modelo aislado, reemplazando este dato por el de predimensionamiento antes obtenido.

CAPÍTULO VI

6. COMPARACIÓN DE MODELOS

6.1. ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA

Para poder realizar una óptima comparación de los modelos, serán necesarios obtener resultados y es por ello que primero se realizara un Análisis No Lineal de Tiempo-Historia de las estructuras diseñadas, para ello se tomaron algunas referencias para poder escoger el acelerograma correcto. También se tuvo que buscar y recabar información acerca de acelerogramas de sismos reales dados a lo largo de nuestro país.

Como principales referencias se tiene:

- Manual de Puentes, MTC 2003
- Manual de Puentes, MTC 2016
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012
- FEMA P-751 Seismically Isolated Structures
- Centro Peruano Japonés de investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID)
- Norma Técnica Peruana E-0.30
- ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

Se tomó como referencia la normativa de la ASCE, que dice que para realizar un análisis no lineal de Tiempo-Historia, es necesario tener como mínimo once pares de registros para un proyecto, y según su última versión se requerirán aún más registros sísmicos para poder realizar este análisis, pero se logró obtener siete registros, se tomaron los siguientes sismos registrados por acelerógrafos a nivel nacional:

Tabla 6.1 Tabla de sismos obtenidos (Fuente: elaboración propia)

CÓDIGO	TERREMOTO			CARACTERÍSTICAS		
	AÑO	NOMBRE	ESTACIÓN	MAGNITUD	PROFUNDIDAD	MECANISMO DE FALLA
PRQ	1966	ANCASH	PARQUE DE LA RESERVA, LIMA	8.1 Mw	24 km	Subducción
MOQ001	2001	AREQUIPA	CÉSAR VIZCARRA VARGAS, MOQUEGUA	6.9 mb	33 km	Subducción
LIM004	2005	YURIMAGUAS	CASA DR. PIQUE, LIMA	7.0 ML	115 km	Subducción
MOQ003	2005	IQUIQUE	ESTACION MOQ3, MOQUEGUA	7.2 ML	146 km	Subducción
ICA002	2007	ICA	UNICA, ICA	7.0 ML	40 km	Subducción
LIM005	2011	HUANUCO	PARQUE DE LA RESERVA, LIMA	7.0 ML	149 km	Subducción
TAC001	2014	IQUIQUE	UNIVERSIDAD JORGE BASADRE GROHMANN, TACNA	8.2 Mw	38.9 km	Subducción

Pero en la normativa nacional, solo es necesario tener como mínimo tres pares de sismos, para lo cual se evaluaron y escogieron los tres más críticos, dentro de los cuales solo escogeremos el sismo registrado en el 2001 en nuestra localidad de Arequipa, teniendo así el par de registro que se mostraran a continuación en sus diagramas de aceleraciones.

Tabla 6.2 Sismo final escogido (Fuente: elaboración propia)

CÓDIGO	TERREMOTO		CARACTERÍSTICAS	
	AÑO	NOMBRE	MAGNITUD	MECANISMO DE FALLA
MOQ001	2001	AREQUIPA	6.9 mb	Subducción

Se tiene que tener en cuenta que la red que nos facilita estos datos es REDACIS que forma parte del CISMID, los registros que nos muestra vienen mostrados en cuatro columnas, siendo la primera la del periodo de registro sísmico, la segunda la aceleración en el eje de Este-Oeste (EW), la tercera es la aceleración en el eje Norte-Sur (NS) y la última es la aceleración vertical, que para fines de este caso no se tomara en cuenta, porque no se considera necesaria.

En las gráficas que se mostraran se tiene en el eje de “X” al periodo de registro sísmico y en el eje de “Y” se tiene la variación de aceleraciones.

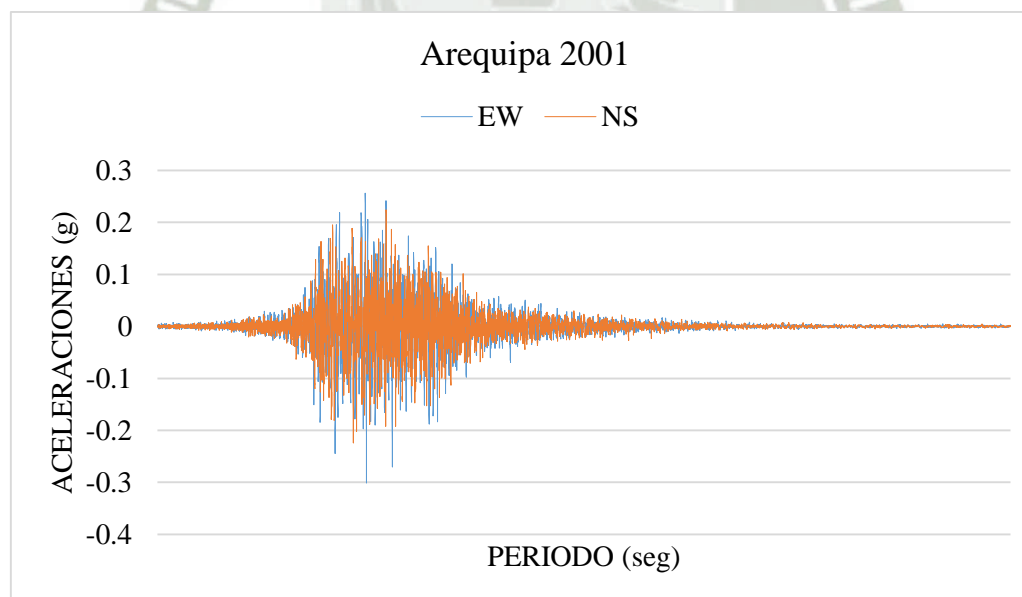


Figura 6.1 Acelerograma de Sismo en Arequipa 2001 (Fuente: elaboración propia)

6.1.1. UTILIZACIÓN DE ACELEROGRAMAS.

En nuestro caso se obtuvieron los acelerogramas con la corrección de línea de base ya efectuada y por lo tanto no será necesario realizar una nueva corrección.

Para poder convertir los acelerogramas, nos apoyaremos en el espectro de la norma, ya que compararemos el espectro de la nueva normativa (MTC, 2016).

Como el diseño que se hará será por capacidad, por lo tanto, el coeficiente de reducción sísmica se tomará como $R=1$ ya que se considera un análisis plástico, siendo el único cambio con respecto a la normativa.

Al obtener en el espectro de respuesta del Manual de Puentes del MTC 2016 (MTC, 2016), se tiene que su punto inicial denominado como coeficiente de aceleración pico del suelo, cuyo valor sería 0.45 y su punto más alto sería de 1.20 y como también se considerará el espectro de la nueva normativa se tiene el siguiente gráfico:

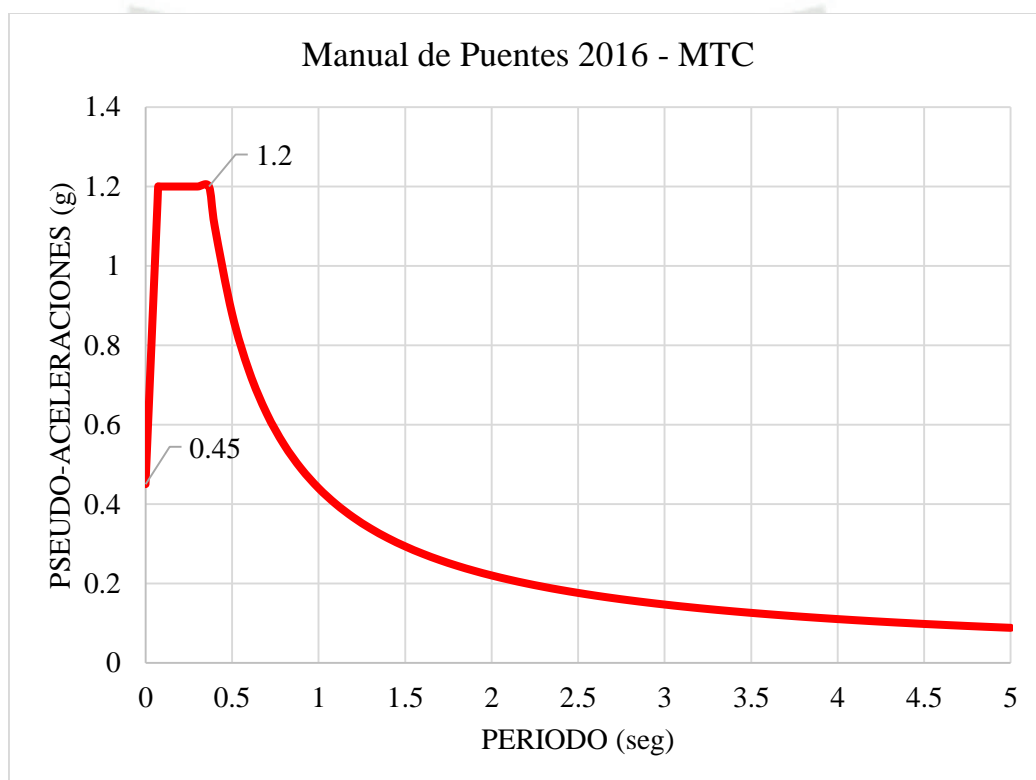


Figura 6.2 Espectro de Respuesta del Manual de Puentes del MTC – 2016 (Fuente: elaboración propia)

6.1.2. MÉTODO DE PROCESAMIENTO Y CONVERSION DE ACELEROGRAMAS

Para nosotros poder realizar el análisis de Tiempo-Historia se tendrán las estructuras ya diseñadas debido a que este análisis nos servirá como comprobación de los diseños realizados.

Para realizar esto es necesario obtener una serie de registros como ya se mencionó, pero es necesario que estos registros cuenten con una serie de requisitos para poder seleccionar

los sismos con los que se trabajara, como tener registros cercanos a la zona donde se trabajara o la magnitud de los registros.

Para poder ejecutar cualquiera de los métodos será necesario tener los espectros de los sismos que se utilizaran, una vez obtenidos los sismos con los datos de aceleraciones en ambos ejes, según la norma se deberá obtener la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS) de ambos ejes (EW y NS), a estos nuevos espectros los llamaremos de Pseudo Aceleración.

$$SRSS = \sqrt{EW^2 + NS^2}$$

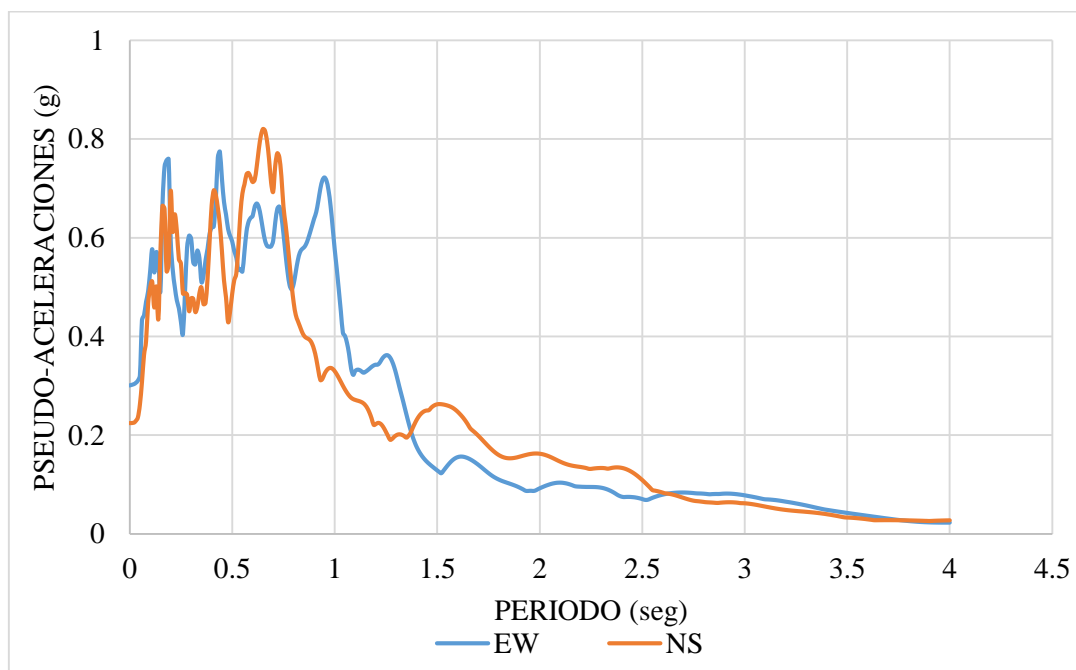


Figura 6.3 Espectros de Pseudo Aceleraciones del Sismo de Arequipa en sus dos componentes (Fuente: elaboración propia)

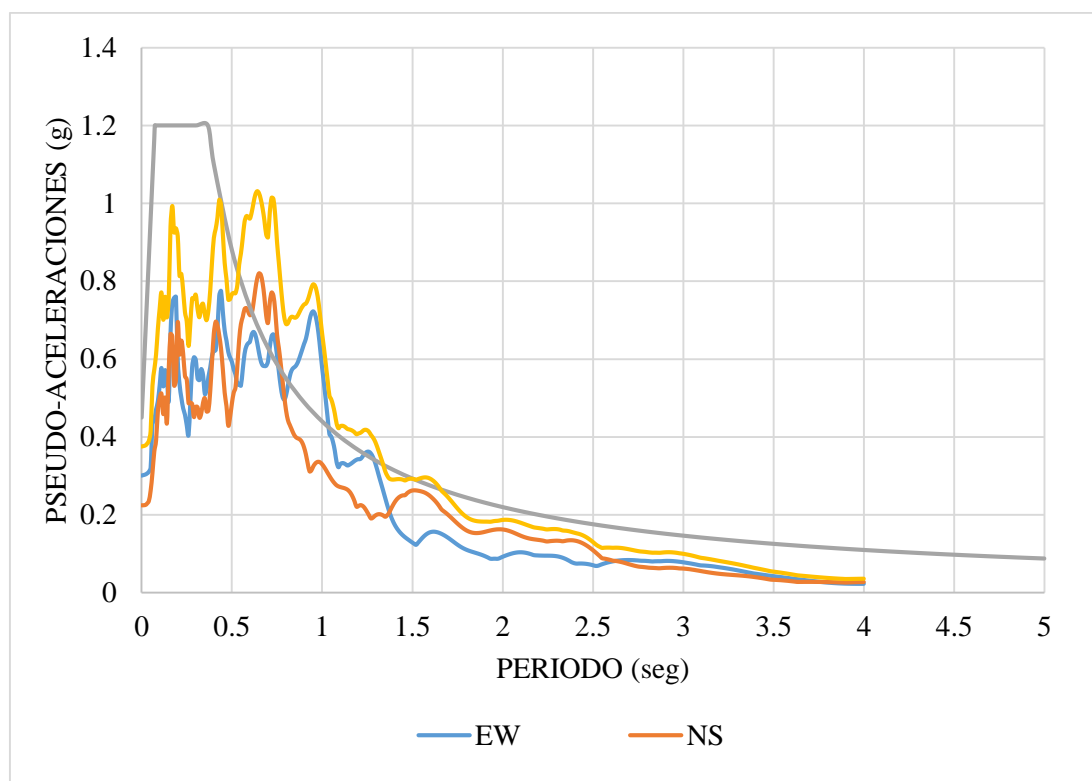


Figura 6.4 Espectro de Pseudo Aceleración (SRSS) comparado con el espectro de la normativa nacional (Fuente: elaboración propia)

Con este nuevo espectro de Pseudo Aceleraciones es con el que se trabajará y se escalará con respecto al espectro de la norma, por ello se tomará como referencia el periodo fundamental de la estructura, que como en nuestro caso tenemos dos estructuras se tomará el periodo más bajo ya que nos dará mayores aceleraciones para poder evaluar mejor nuestras estructuras.

Periodo de estructura monolítica: $T = 0.89875 \text{ seg}$

Periodo de estructura aislada: $T = 1.89805 \text{ seg}$

Por ello la norma peruana E 0.30 nos dice que será necesario escalar en un determinado intervalo de tiempo que va desde $0.2T$ a $1.5T$ y para nuestro caso será de 0.17975 seg a 1.348125 seg teniendo por lo tanto como periodo más alto del espectro de la norma de 1.2 seg y como periodo más bajo de 0.6334 seg .

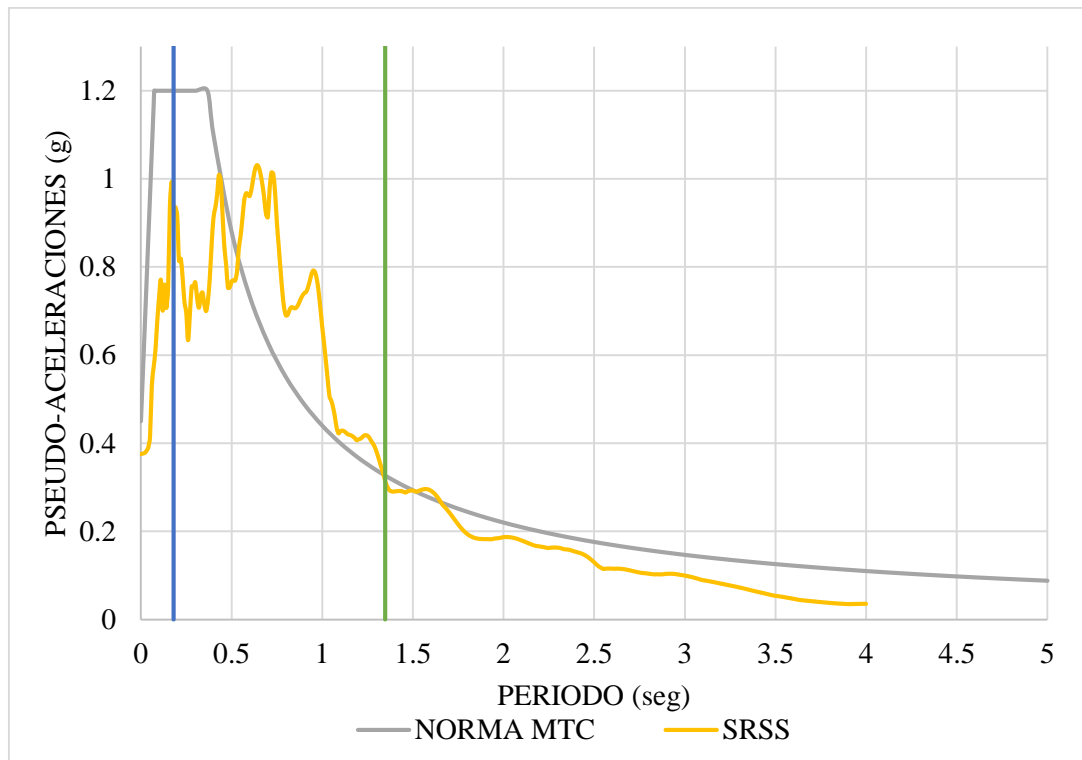


Figura 6.5 Intervalo del espectro a escalar (Fuente: elaboración propia)

6.1.3. SECUENCIA DE ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

1. Primero. Se tienen los acelerogramas de cada uno de sus ejes tanto Norte-Sur (NS) como Este-Oeste (EW), ya que estos están en unidades cm/s^2 será necesario realizar una conversión para así obtener los registros con las unidades que se necesitan, que serían adimensionales ya que se necesita tenerlas en función de la gravedad.

2. Segundo. Estos registros obtenidos ya con la corrección de Línea de Base se escalarán en una hoja de cálculo tomando como punto de escala el que mayor diferencia tenga entre el espectro de Pseudo Aceleraciones con respecto al espectro de la norma.

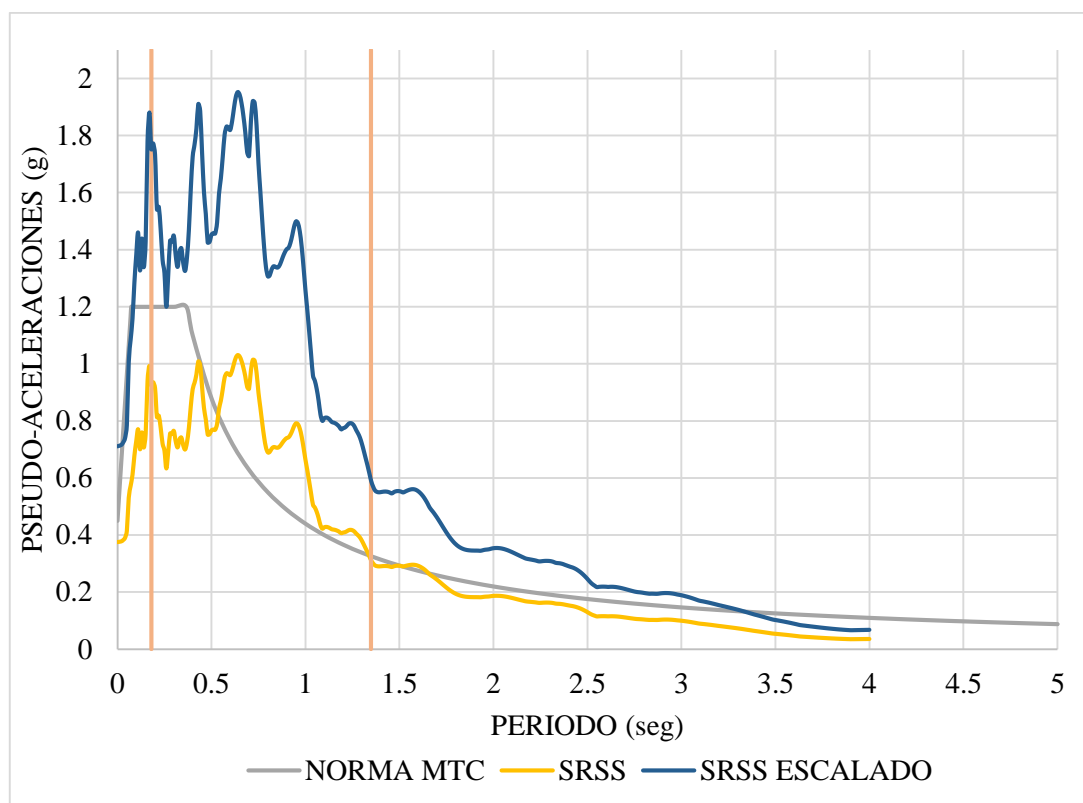


Figura 6.6 Comparativa de Espectros (Fuente: elaboración propia)

- 3. Tercero.** Luego de escalar los registros, se utilizará ese factor de escala y se multiplicará por el mismo factor de escala a los acelerogramas de cada eje (EW y NS)
- 4. Cuarto.** Con estos últimos registros procesados se trabajarán, por lo tanto, serán los que ingresaremos a nuestro modelo para poder realizar el análisis de Tiempo-Historia y así poder comprobar nuestro diseño.

6.2. COMPARACIÓN DE FUERZAS

Para poder comparar los resultados de fuerzas obtenidos en ambos modelos estructurales será tener en cuenta las mismas secciones, ya sean pilares, vigas conectoras o el tablero del puente, para ello también será necesario el uso de tablas para realizar una óptima comparativa.

Se tomará como referencias tres puntos: punto más elevada de los pilares (para modelo monolítico y punto antes de aislador para modelo aislado), punto más elevado de aislador y centro de tablero. Para ello es necesario considerar las siguientes figuras para verlos puntos de referencias que se tomaran.

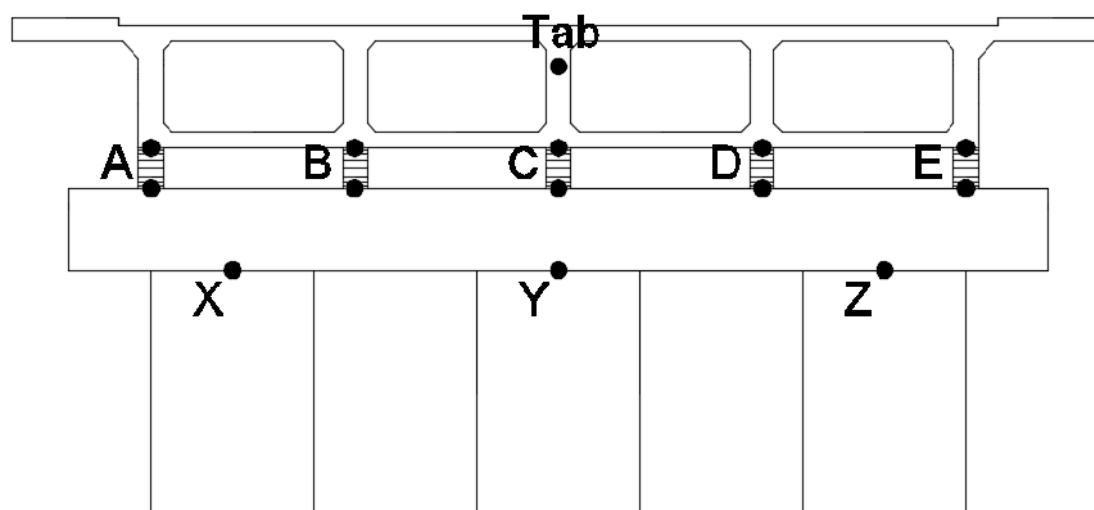


Figura 6.7 Sección de puente con aisladores (Fuente: elaboración propia)

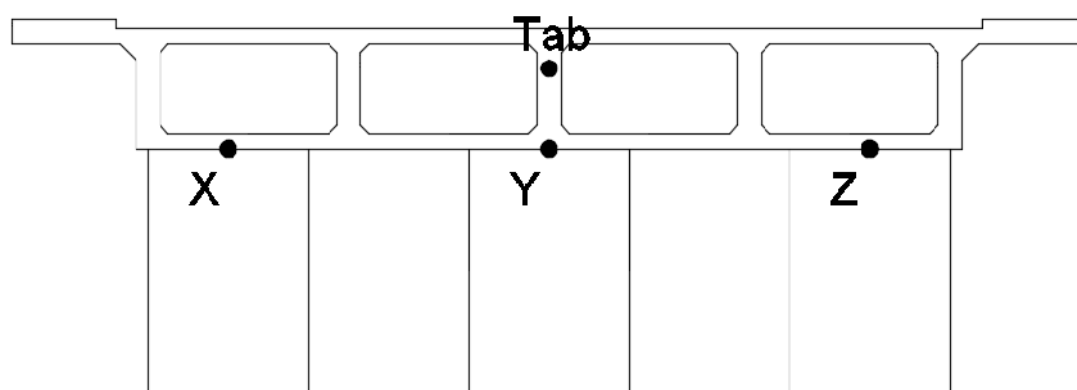


Figura 6.8 Sección de puente monolítico (Fuente: elaboración propia)

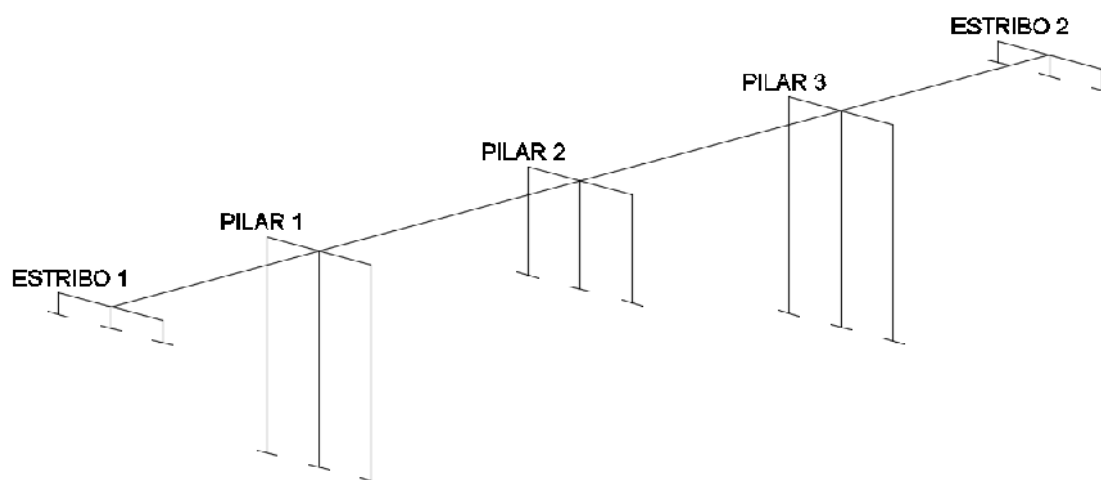


Figura 6.9 Detalle para obtener los desplazamientos (Fuente: elaboración propia)

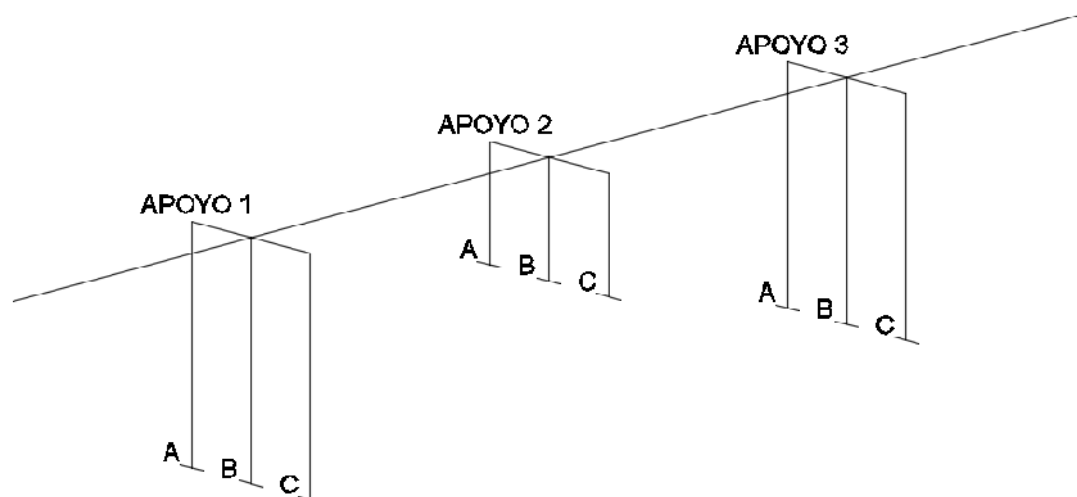


Figura 6.10 Detalle para obtener las fuerzas y momentos (Fuente: elaboración propia)

6.2.1. COMPARATIVA DE FUERZAS Y MOMENTOS

Para nosotros poder comparar con mayor certeza será necesario comparar los mismos elementos en las mismas ubicaciones, por ello se toma como referencia la figura 6.10 como referencia se detallan los puntos que se toman y sus ubicaciones. Se consideraron para este caso solo la comparativa de fuerzas y momentos de los pilares, ya que estos son los que más se afectan ante la incorporación de aisladores sísmicos, como referencia se tomaron las fuerzas tanto en la base del puente (BASE), como en la parte más alta de los pilares (ARRIBA).

Tabla 6.3 Fuerzas y Momentos del Puente Monolítico (Fuente: elaboración propia)

PILAR	N°	UBICACIÓN	CAPACIDAD	P (tnf)	V (tnf)	M (tnf.m)
PILAR 1	A	BASE	MAX	236.5445	95.5507	853.96684
		ARRIBA		251.6638	50.2224	636.25254
		BASE	MIN	-303.5317	-99.7756	-888.42509
		ARRIBA		-287.4794	-45.6796	-654.41438
	B	BASE	MAX	50.3102	94.9163	853.02616
		ARRIBA		65.7093	49.5781	637.44031
		BASE	MIN	-128.3039	-100.4434	-889.39802
		ARRIBA		-112.4479	-46.2851	-653.37416
	C	BASE	MAX	313.2498	94.2818	852.08463
		ARRIBA		327.4436	48.9335	638.62613
		BASE	MIN	-402.3386	-101.111	-890.3699
		ARRIBA		-385.4623	-46.8903	-652.33228
PILAR 2	A	BASE	MAX	733.8812	367.7454	1837.59432
		ARRIBA		741.3008	349.7718	1838.18679
		BASE	MIN	-834.7809	-385.9247	-1945.55226
		ARRIBA		-826.5181	-364.5662	-1740.68111
	B	BASE	MAX	-27.5218	365.5538	1835.85428
		ARRIBA		-19.7184	347.5805	1839.83667
		BASE	MIN	-27.7996	-388.3291	-1947.42211
		ARRIBA		-19.9959	-366.978	-1739.15815
	C	BASE	MAX	779.2935	363.3619	1834.11234
		ARRIBA		786.638	345.3889	1841.48508
		BASE	MIN	-789.3511	-390.7333	-1949.2901
		ARRIBA		-781.1634	-369.3896	-1737.63375

PILAR 3	A	BASE	MAX	318.1446	94.0645	840.91813
		ARRIBA		332.466	44.9577	686.23368
		BASE	MIN	-405.065	-102.8178	-921.63095
		ARRIBA		-388.0517	-52.4784	-617.23941
	B	BASE	MAX	62.1105	93.4667	840.04074
		ARRIBA		77.4699	44.3925	687.43406
		BASE	MIN	-116.4844	-103.5463	-922.70096
		ARRIBA		-100.6691	-53.2025	-616.2213
	C	BASE	MAX	237.5242	92.8688	839.16256
		ARRIBA		252.676	43.8272	688.63214
		BASE	MIN	-306.2824	-104.2746	-923.76972
		ARRIBA		-290.1873	-53.9264	-615.20166



Tabla 6.4 Fuerzas y Momentos del Puente Aislado (Fuente: elaboración propia)

PILAR	N°	UBICACIÓN	CAPACIDAD	P (tnf)	V (tnf)	M (tnf.m)
PILAR 1	A	BASE	MAX	216.829	69.7532	627.84918
		ARRIBA		218.0882	47.7497	443.08577
		BASE	MIN	-204.7162	-83.5965	-675.46365
		ARRIBA		-203.3072	-41.2428	-484.32718
	B	BASE	MAX	-2.7874	69.1116	624.8084
		ARRIBA		-1.3827	47.0285	439.6605
		BASE	MIN	-5.1867	-83.535	-673.76975
		ARRIBA		-3.7815	-41.2142	-479.6734
	C	BASE	MAX	195.6544	69.2008	626.77132
		ARRIBA		197.0546	47.0296	443.62007
		BASE	MIN	-223.0763	-84.1228	-676.12887
		ARRIBA		-221.5271	-41.8924	-483.73134
PILAR 2	A	BASE	MAX	122.7403	58.0751	251.49916
		ARRIBA		123.3182	48.3506	167.5829
		BASE	MIN	-122.5527	-56.6462	-242.94434
		ARRIBA		-121.8705	-45.2894	-176.05751
	B	BASE	MAX	-3.4362	57.2214	249.13413
		ARRIBA		-2.8119	47.5044	163.92466
		BASE	MIN	-3.4372	-55.9629	-240.89269
		ARRIBA		-2.8129	-44.6171	-171.92662
	C	BASE	MAX	116.8112	57.9724	251.38761
		ARRIBA		117.3776	48.2453	167.68903
		BASE	MIN	-128.482	-56.7426	-243.05173
		ARRIBA		-127.8113	-45.3878	-175.95203

PILAR 3	A	BASE	MAX	215.6632	69.7532	627.85536
		ARRIBA		216.9233	47.7515	443.0827
		BASE	MIN	-203.0653	-83.5965	-675.4577
		ARRIBA		-201.6562	-41.2443	-484.33798
	B	BASE	MAX	-2.7736	69.1099	624.81079
		ARRIBA		-1.3695	47.0287	439.65368
		BASE	MIN	-5.17	-83.5347	-673.76191
		ARRIBA		-3.7653	-41.2142	-479.67753
	C	BASE	MAX	197.2879	69.198	626.77029
		ARRIBA		198.6883	47.0287	443.60923
		BASE	MIN	-224.2562	-84.1221	-676.1189
		ARRIBA		-222.706	-41.8901	-483.72903

6.2.2. COMPARATIVA DE DESPLAZAMIENTOS

Al igual que en la comparativa anterior será necesario comparar los mismos puntos o ubicaciones de estos, para ver efectivamente que los desplazamientos mejoran en el puente aislado con respecto al puente monolítico, por ello se toman como referencia las figuras 6.7 y 6.8 para realizar la ubicación de los puntos en las secciones de los puentes respectivamente además de la figura 6.10 en la cual se ubican los puntos en los estribos y finalmente la figura 6.8 como referencia para los apoyos de los puentes. Cabe recordar que los puntos serán tomados en centro de la sección, es decir en el centroide del tablero en el punto C de la figura 6.7 y en el punto Y o en el pilar central de la figura 6.8.

Tabla 6.5 Desplazamientos del Puente monolítico (Fuente: elaboración propia)

PILAR	UBICACIÓN	CAPACIDAD	U1 (m)	U2 (m)
ESTRIBO 1	BASE	MAX	0	0
		MIN	0	0
	TAB	MAX	0.06125	0.062057
		MIN	-0.070359	-0.062654
PILAR 1	BASE	MAX	0	0
		MIN	0	0
	PILAR	MAX	0.060653	0.040903
		MIN	-0.069674	-0.039758
	TAB	MAX	0.061295	0.041129
		MIN	-0.070364	-0.039981
PILAR 2	BASE	MAX	0	0
		MIN	0	0
	PILAR	MAX	0.056939	0.025871
		MIN	-0.065358	-0.024418
	TAB	MAX	0.063086	0.026208
		MIN	-0.072398	-0.024737
PILAR 3	BASE	MAX	0	0
		MIN	0	0
	PILAR	MAX	0.060704	0.04266
		MIN	-0.069613	-0.039048
	TAB	MAX	0.061305	0.042896
		MIN	-0.070345	-0.039265
ESTRIBO 2	BASE	MAX	0	0
		MIN	0	0
	TAB	MAX	0.061301	0.06545
		MIN	-0.070293	-0.060181

Tabla 6.6 Desplazamientos del Puente Aislado (Fuente: elaboración propia)

PILAR	UBICACIÓN	CAPACIDAD	U1 (m)	U2 (m)
ESTRIBO 1	BASE	MAX	0	0
		MIN	0	0
	ENCIMA	MAX	0.160304	0.236884
	AISLADOR	MIN	-0.170645	-0.253031
	TAB	MAX	0.160394	0.236884
		MIN	-0.170728	-0.253031
PILAR 1	BASE	MAX	0	0
		MIN	0	0
	PILAR	MAX	0.072135	0.027146
		MIN	-0.084282	-0.027633
	DEBAJO	MAX	0.072136	0.027148
	AISLADOR	MIN	-0.084276	-0.027634
	ENCIMA	MAX	0.160374	0.240706
	AISLADOR	MIN	-0.170728	-0.257103
	TAB	MAX	0.160394	0.240829
		MIN	-0.170731	-0.257207
PILAR 2	BASE	MAX	0	0
		MIN	0	0
	PILAR	MAX	0.007067	0.002548
		MIN	-0.00704	-0.002662
	DEBAJO	MAX	0.007083	0.00255
	AISLADOR	MIN	-0.007053	-0.002664
	ENCIMA	MAX	0.16038	0.24284
	AISLADOR	MIN	-0.170715	-0.259368
	TAB	MAX	0.160423	0.24288
		MIN	-0.170766	-0.259406

PILAR 3	BASE	MAX	0	0
		MIN	0	0
	PILAR	MAX	0.072135	0.027146
		MIN	-0.084283	-0.027633
	DEBAJO AISLADOR	MAX	0.072132	0.027147
		MIN	-0.084284	-0.027635
	ENCIMA AISLADOR	MAX	0.160374	0.240703
		MIN	-0.170727	-0.257106
	TAB	MAX	0.160393	0.240827
		MIN	-0.170732	-0.25721
ESTRIBO 2	BASE	MAX	0	0
		MIN	0	0
	ENCIMA AISLADOR	MAX	0.160315	0.236879
		MIN	-0.170635	-0.253036
	TAB	MAX	0.160386	0.236879
		MIN	-0.170737	-0.253036

6.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.3.1. FUERZAS Y MOMENTOS

Se hizo la comparativa de los máximos y mínimos valores obtenidos de cada resultado tanto para fuerza axial, fuerza cortante y momento flector, realizando dicha comparación en los mismos puntos y para cada uno de los apoyos.

Tabla 6.7 Comparación de máximos y mínimos en ambos modelos (Fuente: elaboración propia)

PUENTE	PILAR	CAPACIDAD	P (tnf)	V (tnf)	M (tnf.m)
PUENTE MONOLITICO	PILAR 1	MAX	327.4436	95.5507	853.96684
		MIN	-402.3386	-101.111	-890.3699
	PILAR 2	MAX	786.638	367.7454	1841.4851
		MIN	-834.7809	-390.7333	-1949.2901
	PILAR 3	MAX	332.466	94.0645	840.91813
		MIN	-405.065	-104.2746	-923.76972
PUENTE AISLADO	PILAR 1	MAX	218.0882	69.7532	627.84918
		MIN	-223.0763	-84.1228	-676.12887
	PILAR 2	MAX	123.3182	58.0751	251.49916
		MIN	-128.482	-56.7426	-243.05173
	PILAR 3	MAX	216.9233	69.7532	627.85536
		MIN	-224.2562	-84.1221	-676.1189

Todo esto estará mejor explicado en las siguientes figuras:

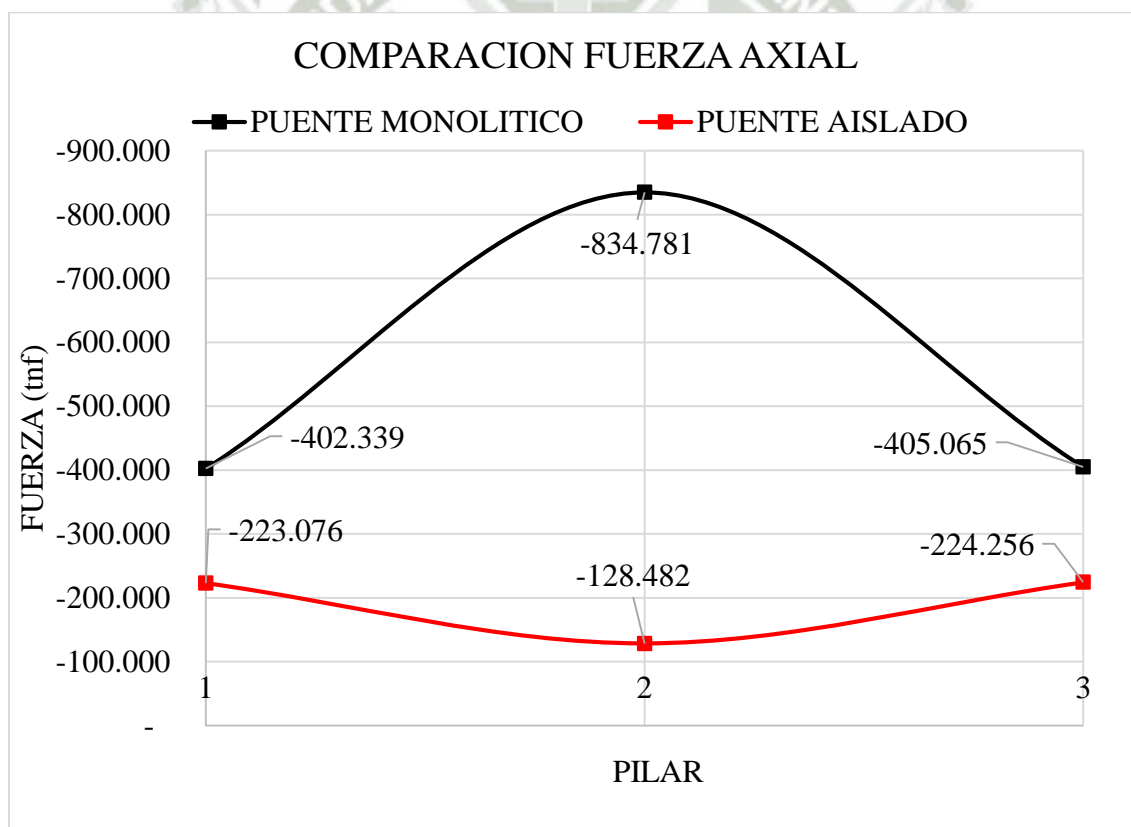


Figura 6.11 Comparación de Fuerza Axial

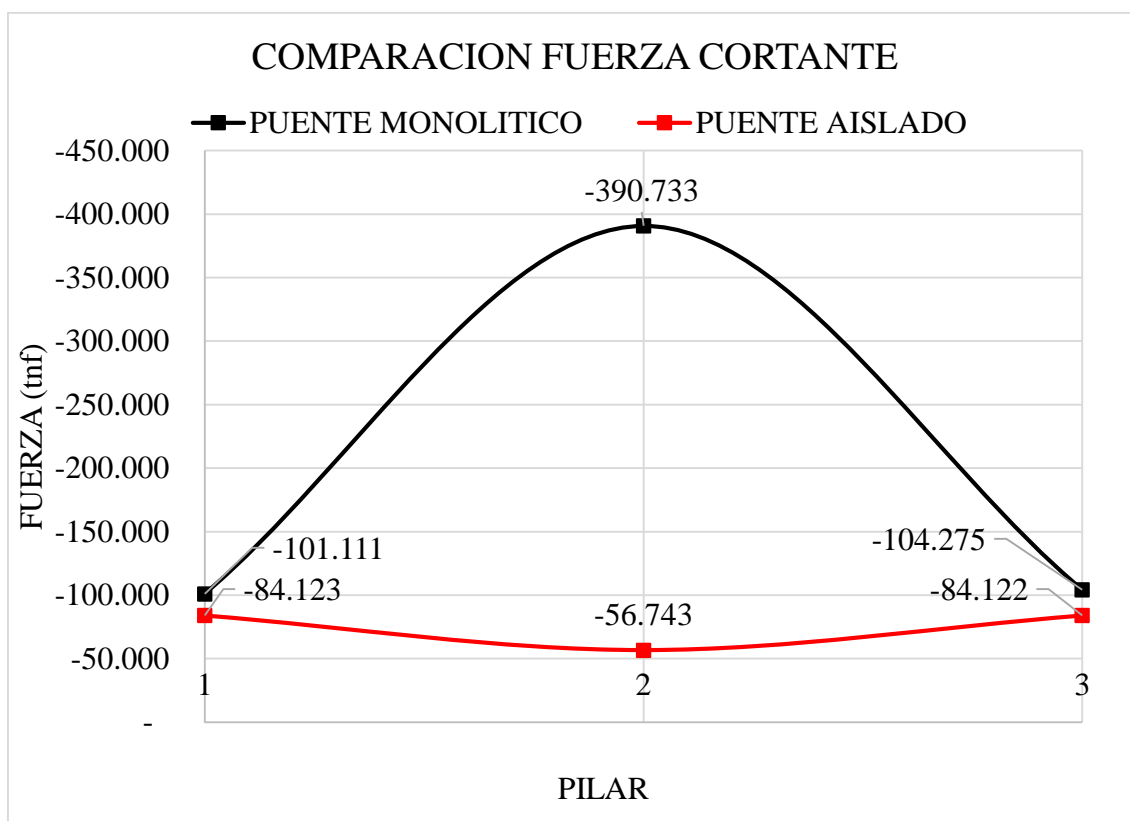


Figura 6.12 Comparación de Fuerza Cortante

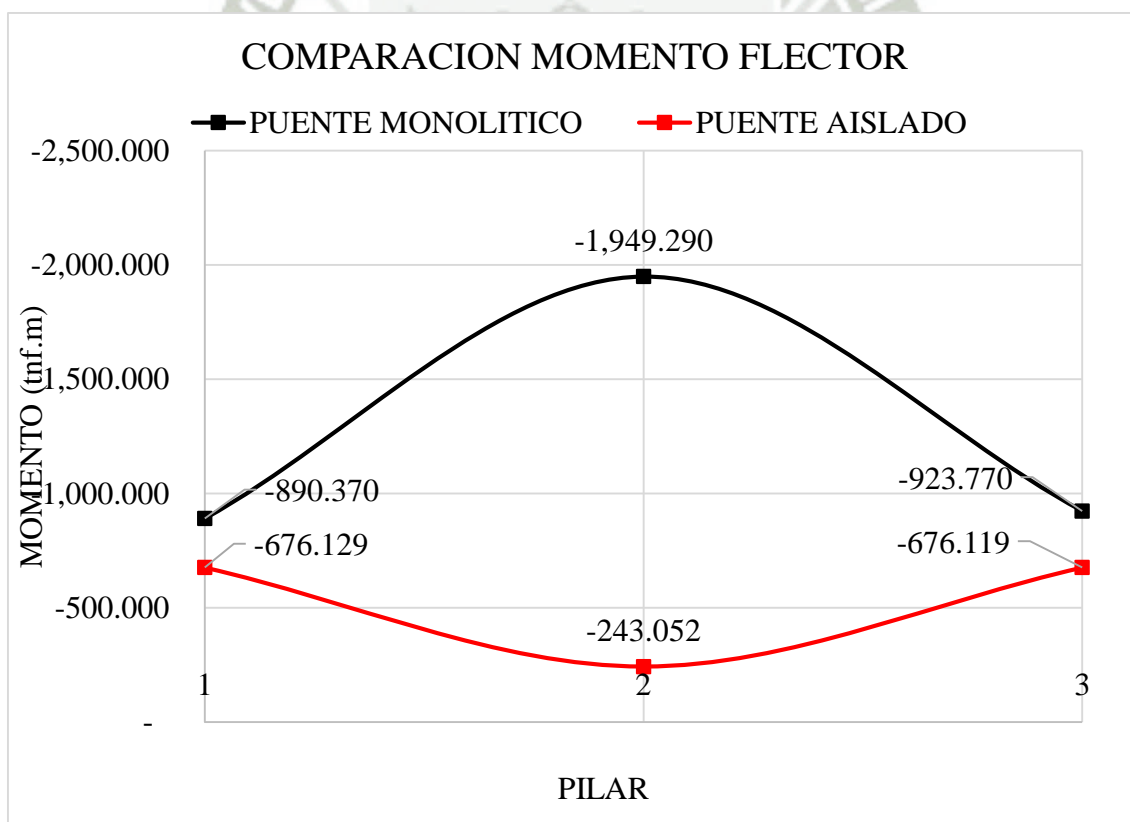


Figura 6.13 Comparación de Momento Flector

Como se puede apreciar la reducción de cargas del modelo aislado con respecto al modelo monolítico es considerable.

6.3.2. DESPLAZAMIENTOS

Al igual que en la comparativa anterior se realizaron las comparaciones de los desplazamientos en los mismos puntos para así poder uniformizar los valores obtenidos. Pero a diferencia de la comparativa de fuerzas y momentos, en este caso se tiene que tener en cuenta las alturas a la que estén ubicados los puntos en cuestión, ya que esto afectará los desplazamientos laterales, por ello será necesario considerar el desplazamiento relativo que tendrán dichos puntos, sobretodo en el modelo aislado ya que este al tener una viga que enlaza los pilares en los tres apoyos centrales, hará que varíen las alturas y al igual los aisladores sísmicos que nos permiten tener mayores desplazamientos en el tablero.

En este caso y ya con el fin de uniformizar los resultados obtenidos y tener la comparación final de lo que se tiene se realizó en la tabla 6.8 la comparación de los desplazamientos en el centroide del tablero, con el fin de tener los resultados en el mismo punto.

Pero adicionalmente se realizaron las comparaciones pertinentes de los diferentes puntos en las figuras 6.15, 6.16, 6.17 y 6.18 donde se muestran los desplazamientos en ambos ejes que se tendrá a lo largo de todo el evento sísmico.

Tabla 6.8 Comparación de máximos y mínimos en ambos modelos (Desplazamientos)

(Fuente: elaboración propia)

PUENTE	PILAR	UBICACIÓN	CAPACIDAD	U1 (m)	U2 (m)
PUENTE MONOLITICO	ESTRIBO 1	TAB	MAX	0.06125	0.062057
			MIN	-0.070359	-0.062654
	PILAR 1	TAB	MAX	0.061295	0.041129
			MIN	-0.070364	-0.039981
	PILAR 2	TAB	MAX	0.063086	0.026208
			MIN	-0.072398	-0.024737
	PILAR 3	TAB	MAX	0.061305	0.042896
			MIN	-0.070345	-0.039265
	ESTRIBO 2	TAB	MAX	0.061301	0.06545
			MIN	-0.070293	-0.060181
PUENTE AISLADO	ESTRIBO 1	TAB	MAX	0.160394	0.236884
			MIN	-0.170728	-0.253031
	PILAR 1	TAB	MAX	0.160394	0.240829
			MIN	-0.170731	-0.257207
	PILAR 2	TAB	MAX	0.160423	0.24288
			MIN	-0.170766	-0.259406
	PILAR 3	TAB	MAX	0.160393	0.240827
			MIN	-0.170732	-0.25721
	ESTRIBO 2	TAB	MAX	0.160386	0.236879
			MIN	-0.170737	-0.253036

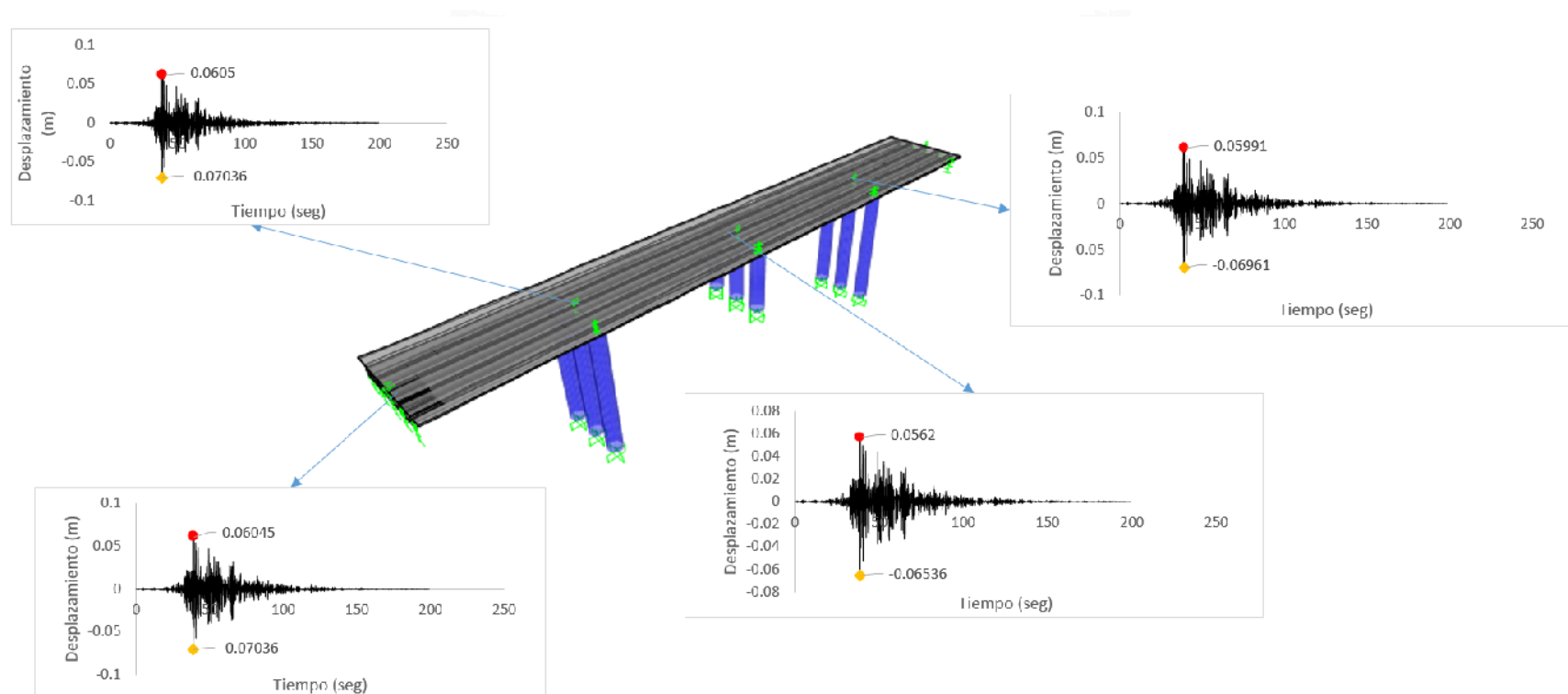


Figura 6.14 Comparación de desplazamiento en el eje X en el modelo monolítico (Fuente: elaboración propia)

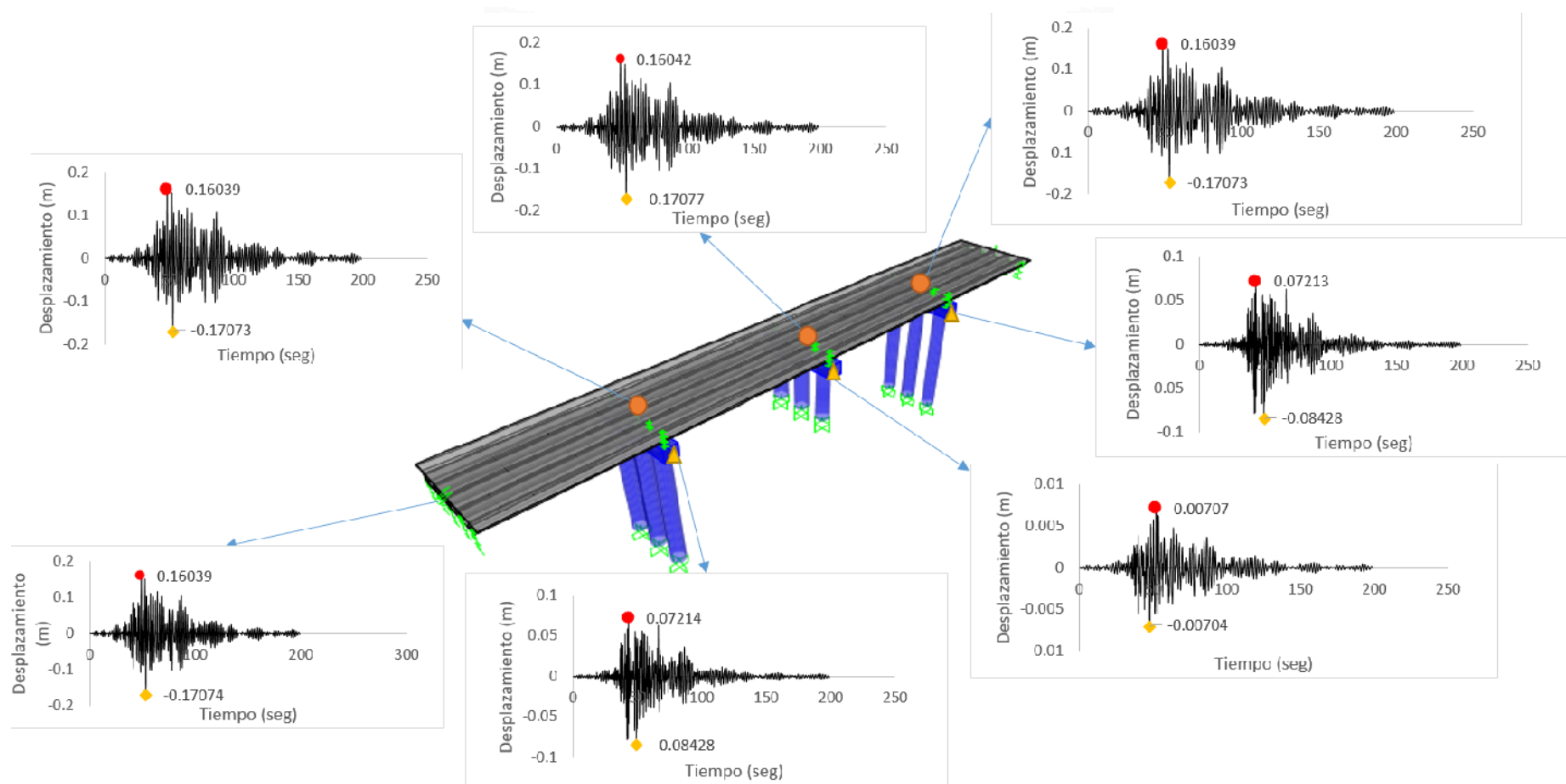


Figura 6.15 Comparación de desplazamiento en el eje X en el modelo aislado (Fuente: elaboración propia)

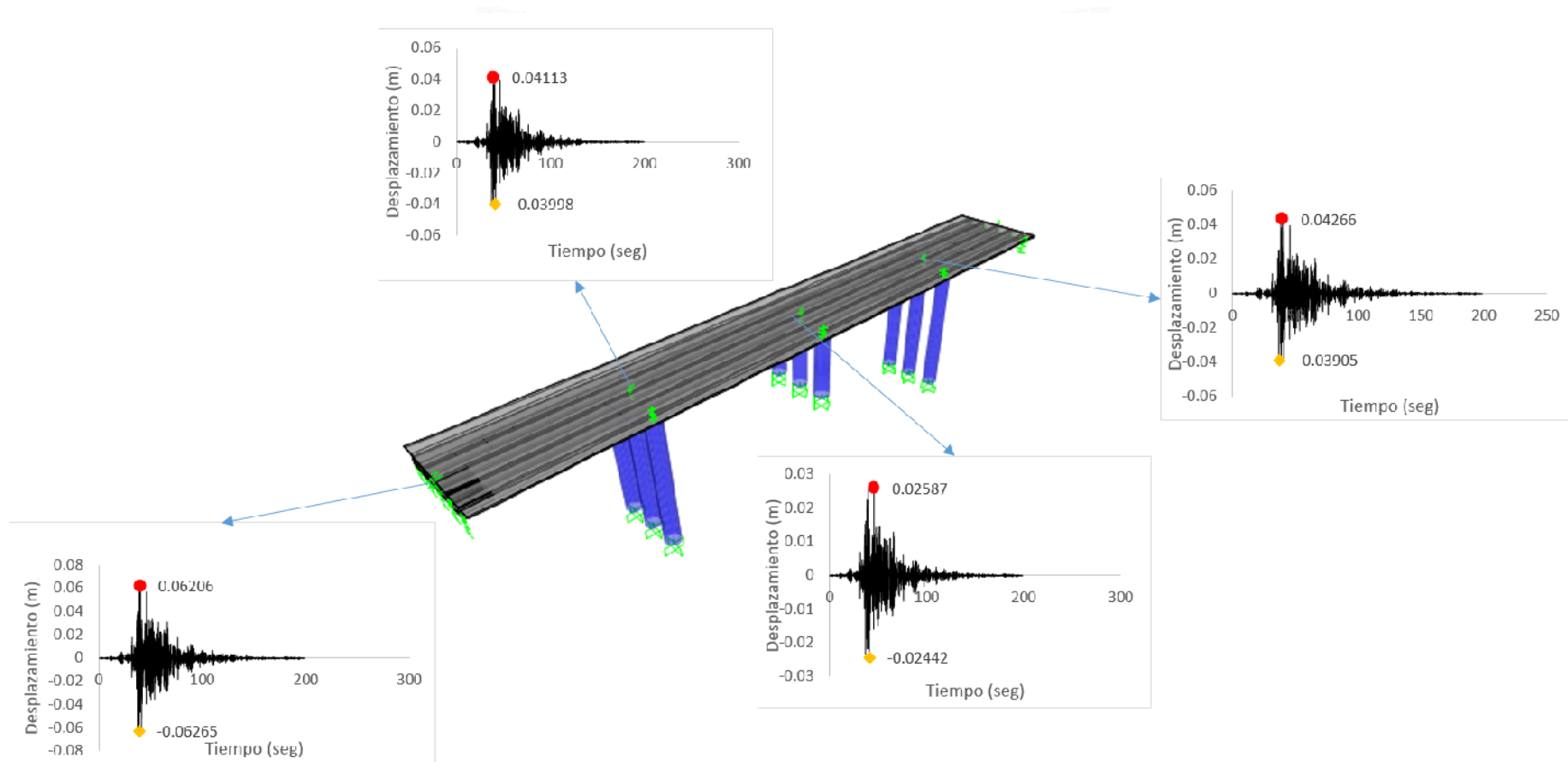


Figura 6.16 Comparación de desplazamiento en el eje Y en el modelo monolítico (Fuente: elaboración propia)

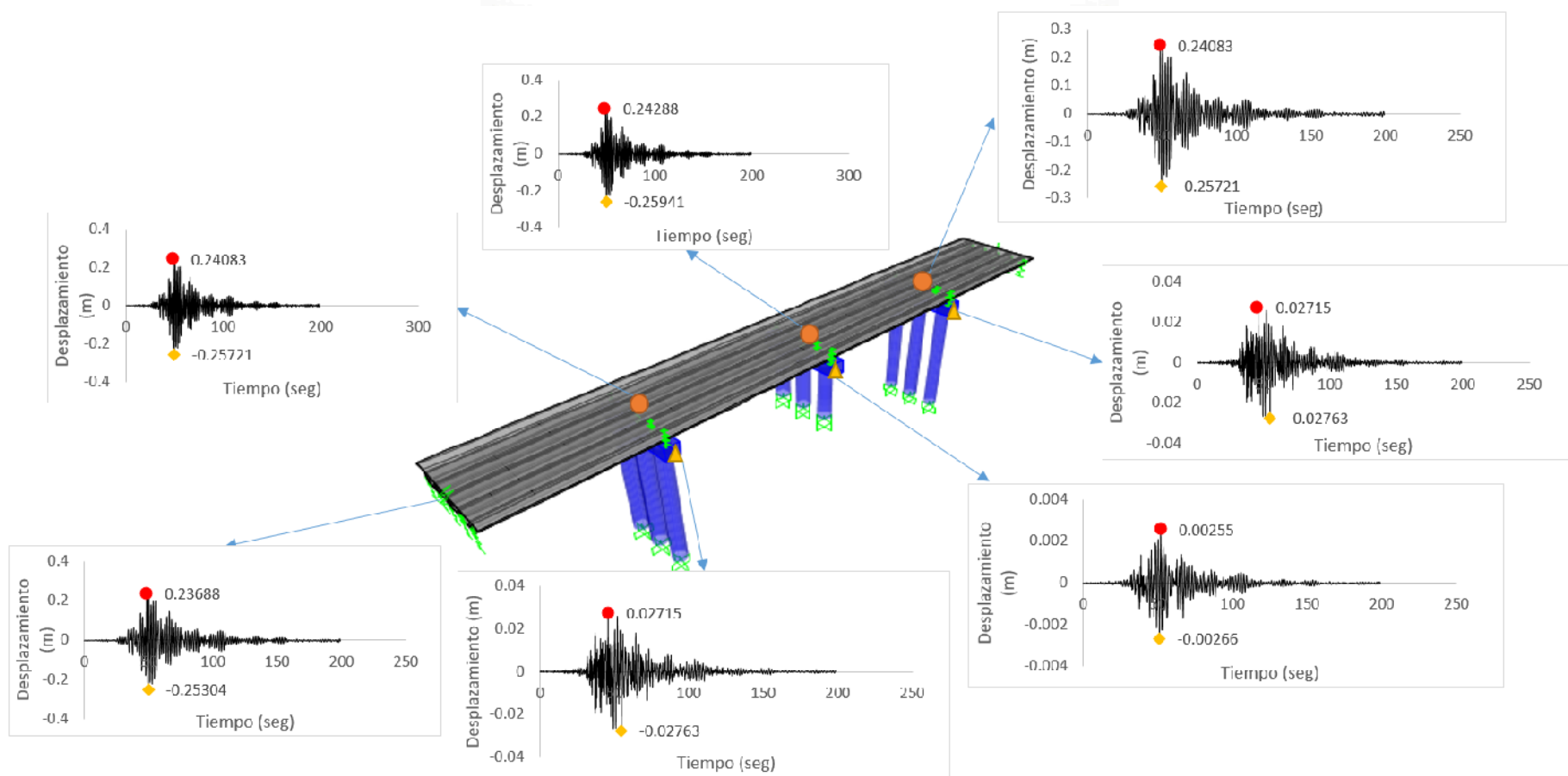


Figura 6.17 Comparación de desplazamiento en el eje Y en el modelo aislado (Fuente: elaboración propia)

6.3.3. ACELERACIONES

Esta comparación de resultados nos es muy útil para saber cómo es la variación de la aceleración que transmite el sismo, como se sabe lo que se mide en un sismo es la aceleración del terreno, a lo largo del puente y como esta disminuye cuando se tienen aisladores sísmicos, por ello se realizó la comparación de esta en ambos ejes tanto X como en Y, también en ambos puentes tanto monolítico como aislado.



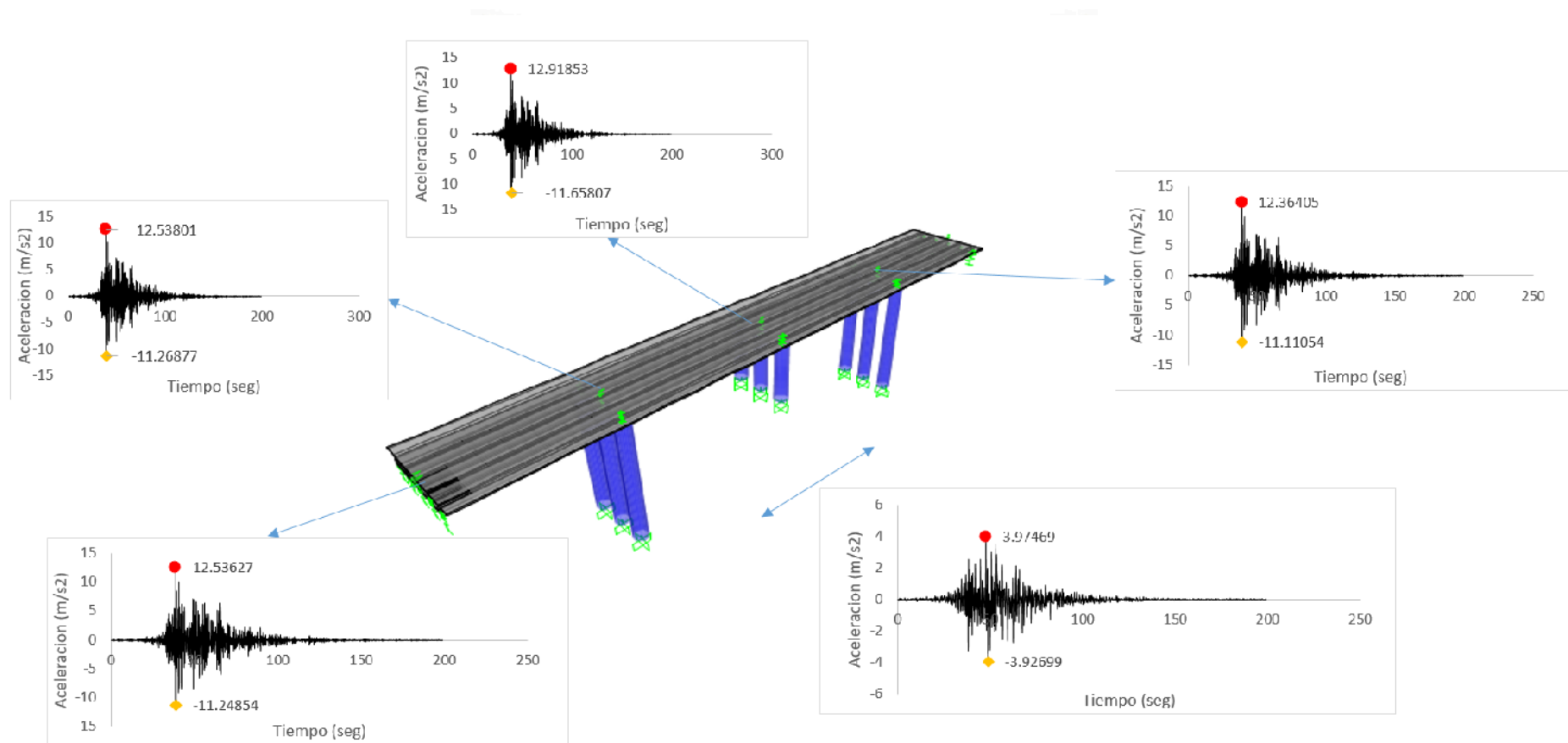


Figura 6.18 Comparación de aceleración en el eje X en el modelo monolítico (Fuente: elaboración propia)

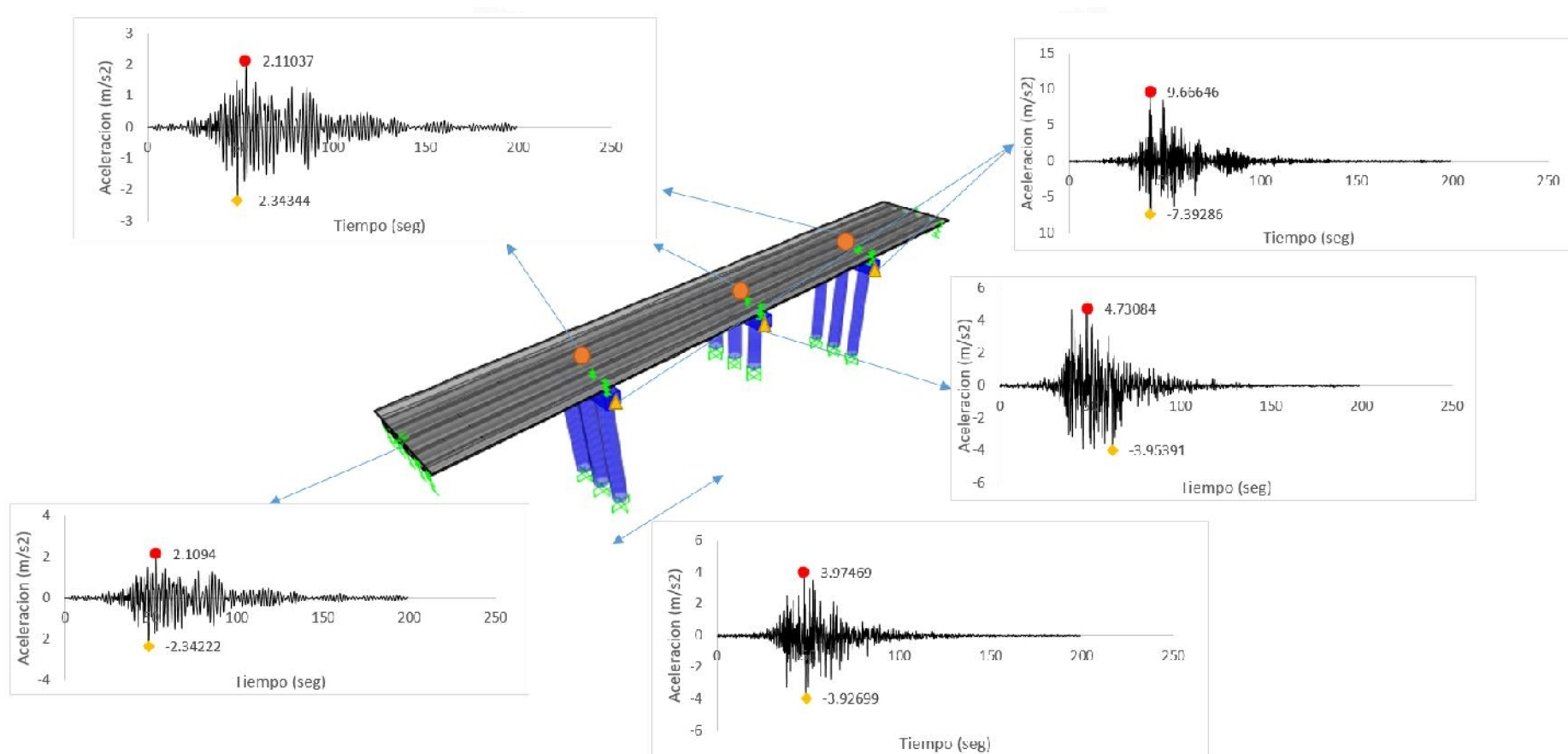


Figura 6.19 Comparación de aceleración en el eje X en el modelo aislado (Fuente: elaboración propia)

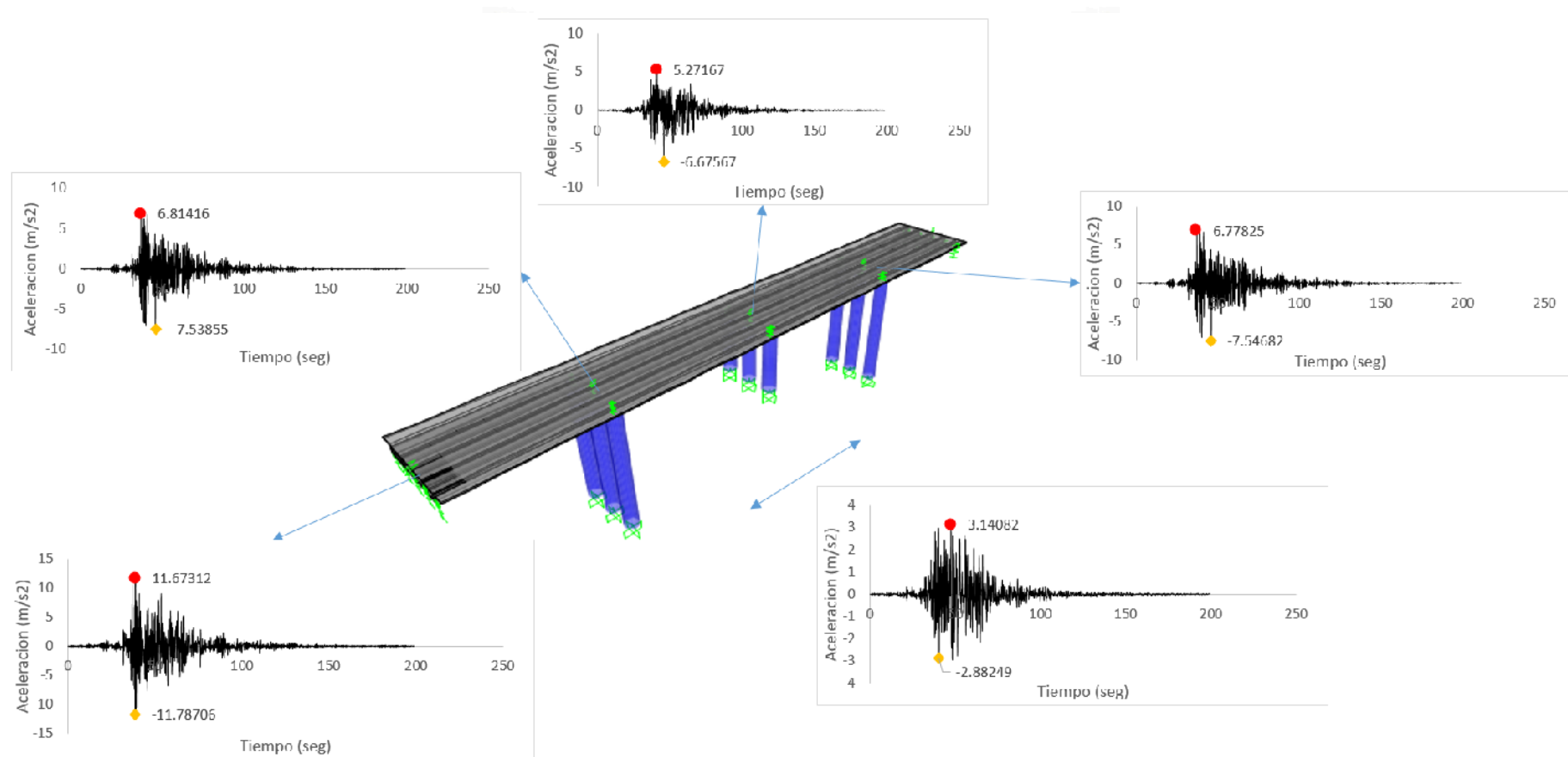


Figura 6.20 Comparación de aceleración en el eje Y en el modelo monolítico (Fuente: elaboración propia)

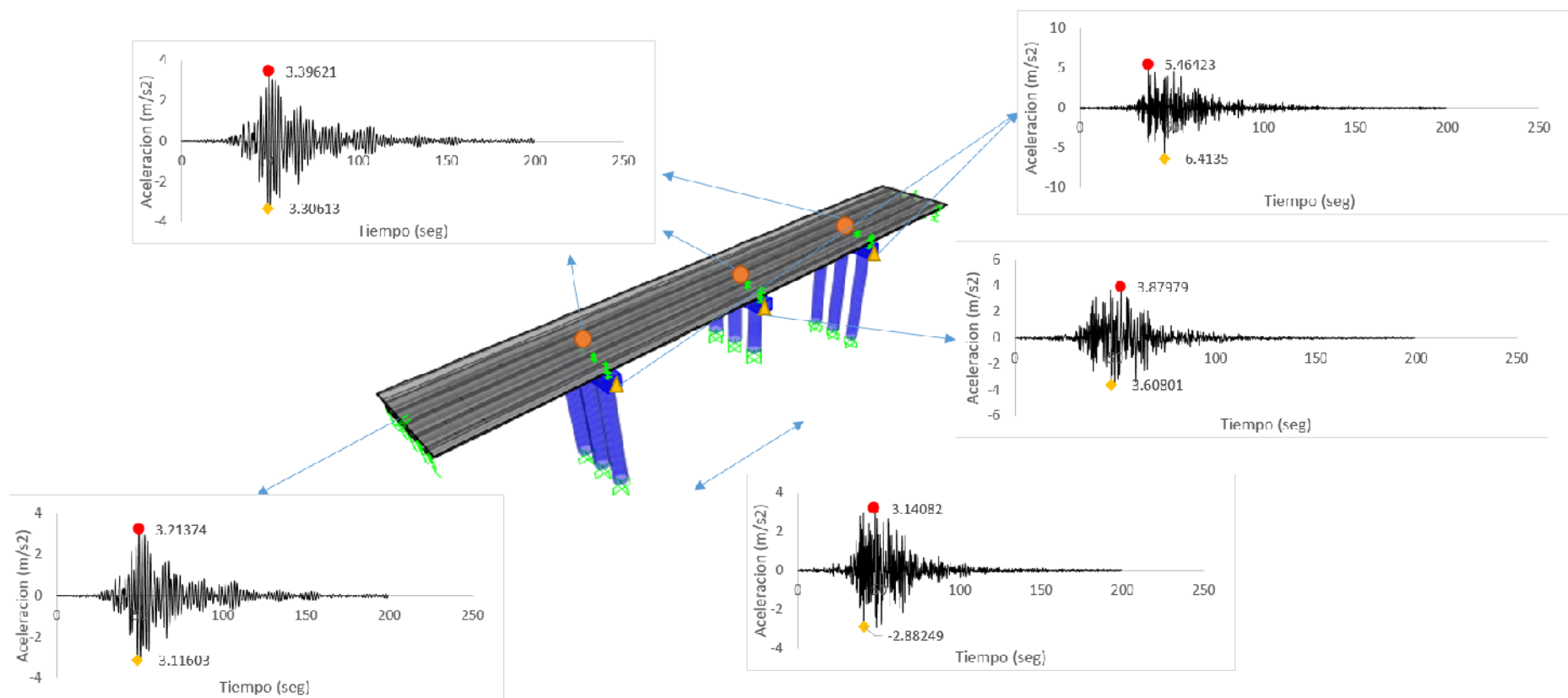


Figura 6.21 Comparación de aceleración en el eje Y en el modelo aislado (Fuente: elaboración propia)

Como se puede observar en las gráficas 6.18, 6.19, 6.20 y 6.21 las diferencias de aceleraciones en ambos ejes cuando es monolítico es mayor que cuando el puente está aislado, esto se aprecia con mayor notoriedad en el centroide del tablero porque se encuentra por encima del aislador y este hace que la aceleración se disipe y disminuya, teniendo menor impacto en el tablero del puente. Incluso se pudo apreciar que las aceleraciones por debajo de los aisladores disminuyen con respecto al puente monolítico, aunque en menor medida.



CONCLUSIONES

- Luego del análisis final se compararon ambos modelos de puentes, tanto monolítico como aislado, obteniendo así una mejor respuesta sísmica en el puente con aislamiento sísmico, se tuvo mayores desplazamientos laterales máximos y relativos con mayor periodo natural de la estructura, pero como menores resultantes en las fuerzas y los momentos.
- Se realizó un correcto diseño de un puente de concreto armado con conexión monolítica entre su superestructura y su subestructura utilizando la normativa de AASHTO LRFD 2012.
- Obtuvimos un correcto diseño de los aisladores sísmicos para puentes utilizando un proveedor en específico, utilizando la normativa de la AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.
- Se obtuvo mayores desplazamientos en el modelo con aislamiento sísmico siendo en el centroide del tablero donde alcanza mayores distancias, ya que, al estar aislado de la estructura, estos dispositivos harán que el tablero se desplace uniformemente como un bloque. Se compararon los desplazamientos de ambos modelos en el centroide del tablero teniendo un desplazamiento máximo δ_r en el puente monolítico de $7.240 \times 10^{-2} \text{m}$. y en el puente aislado sísmicamente de 0.171m ., ambos en el sentido transversal del modelo y de $6.545 \times 10^{-2} \text{m}$. en el puente monolítico y 0.259m . en el puente aislado, por lo que estos resultados también vienen afectados por la rigidez del puente en este sentido.
- Como resultados del análisis de Historia en el Tiempo se obtuvieron también resultantes en fuerzas y momentos, siendo mucho menores en el puente con aislamiento sísmico con respecto al modelo monolítico; sobre todo en los momentos flectores donde se ve una reducción más significativa teniendo momentos de -1949.290 tnf-m y 1841.485 tnf-m en el pilar 2 del puente monolítico que es donde se presenta la máxima reducción, pasaría a -243.052 tnf-m y 251.499 tnf-m en el puente con aislamiento sísmico, asimismo en la cortante

que pasaría de -390.733 tnf a -56.743 y por último en la fuerza axial donde se pasara de tener -834.781 tnf a -128.482 tnf.

- Como se pudo demostrar al nosotros implementar estos dispositivos se reducen las resultantes luego del análisis, por ello se podrían también optimizar diseños, ya que al tener menores valores en el momento se podría reducir la cuantía de acero que es donde se denotaría la mayor variación, también en cuanto al estribaje de los pilares ya que se obtuvieron menores valores de fuerza cortante, lo que nos permitiría optimizar el estribaje de los pilares, y por ultimo al nosotros tener menores valores de fuerza axial se podrían también reducir las secciones de los pilares teniendo así pilares menos robustos y más esbeltos.
- Con estos resultados se pudo constatar que al colocar los aisladores sísmicos nos permitió aumentar el periodo de la estructura, permitiéndonos a su vez disminuir las fuerzas a las que se somete ésta y por ende obtener mejor comportamiento de la estructura ante sismos.
- También se concluye que, de los aisladores, al nosotros implementarlos en una estructura reducimos la aceleración que se transmitirá desde el terreno a la zona superior de la estructura que se encuentre sobre estos dispositivos, por ello implicaría que tendría menor daño ante un sismo con respecto a una estructura que no cuente con estos.

RECOMENDACIONES

- Como primer punto es recomendable tener especial cuidado de la zona en la que se elaborara el diseño del puente, ya que se requerirán varias consideraciones sísmicas dependiendo de la zona, como los efectos de sitio, la clase de sitio, los factores de sitio en periodo cero (F_{pga}), en periodo corto (F_a) y en periodo largo (F_v); ya que de estos dependerá el armado de un correcto espectro de respuesta sísmica.
- Se recomienda tener especial cuidado del tipo del terreno donde se piensa colocar y diseñar los aisladores sísmicos en una estructura, ya que, si se piensa colocar en un terreno con suelo muy blando, la implementación de estos dispositivos no ayudaría a la estructura sino todo lo contrario ya que podría generarse efectos de resonancia amplificando la carga sísmica.
- Se recomienda también que al momento de diseñar la superestructura se tengan en consideración las cargas requeridas y necesarias, no debiendo excederse ni suponer cargas que no sean necesarias, ya que estas serían redundantes en el diseño y podrían generar un sobredimensionamiento de la estructura.
- Será necesario tener en consideración los proveedores de aisladores sísmicos a la hora de diseñar, ya que estos cuentan una cierta cantidad de productos de acuerdo a sus catálogos y lo óptimo sería adecuar el diseño a alguno de estos.
- Para realizar una óptima comparación de desplazamientos y aceleraciones se recomienda que se tomen puntos estratégicos como serían en los extremos de la estructura y en el centroide de esta y en cuanto al eje vertical se recomienda que sea debajo y por encima del aislador.
- Se recomienda también realizar investigaciones para ampliar la microzonificación sísmica en el país, ya que en su mayoría está centrado en la capital y no se puede obtener óptimos resultados si los datos están incompletos.

BIBLIOGRAFIA

- AASHTO “Guide Specifications for Seismic Isolation Design” (2012).
- AASHTO “LRFD Bridge Design Specifications” (2012).
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI 318S-08 “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural” (2008).
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI 343R-95 “Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures” (1995).
- APAZA R., Marco “Análisis y Diseño Estructural del Puente Huarangueros Alto Selva Alegre” (2014).
- ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (2017).
- BRIDGESTONE “Seismic Isolation Product Line-Up vol.1” (2017).
- BUCKLE I., AL-ANI M. y MONZON E. “Seismic Isolation Design Examples of Highway Bridges” (2011).
- CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES-CISMID “Centro de Monitoreo Sísmico-CEMOS” (2017).
- CHANG A. Carlos M. “Guía para la Ubicación, Selección, y Diseño de Barreras de Seguridad Vial” (marzo 2010).
- CHEN, W. F. Y DUAN L. “Bridge Engineering Handbook” (2000).
- FEMA P-751 Seismically Isolated Structures (2012).
- MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES “Manual de Puentes” (2003).
- MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES “Manual de Puentes” (2016).
- NORMA TÉCNICA PERUANA “Diseño Sismorresistente” E-0.30 (2014).
- NORMA TÉCNICA PERUANA “Concreto Armado” E-0.60 (2009).
- PRIESTLEY M.J.N., SEIBLE. F., CALVI G.M. “Seismic Design and Retrofit of Bridge” (first edition 1996).
- SEMINARIO M. Ernesto “Guía de Diseño de Puentes con vigas y losas” Universidad de Piura (2004).

ANEXOS

PREGUNTAS DEL PUBLICO GENERADAS EN LA SUSTENTACIÓN

1. ¿Utilizó algún puente ya existente o construido como referencia?

En esta tesis no se tomó como referencia ningún modelo o puente real ya construido, siendo un modelo supuesto.

2. ¿Cuál es la función del acero de distribución?

Este tipo de acero como su nombre dice permite distribuir mejor la carga efectuada sobre la losa superior del tablero, siendo la mayor carga la generada por la carga móvil.

3. ¿Qué análisis realizo para las deformaciones en X y en Y?

Para realizar la selección del tipo de puente se ejecutó un análisis modal, luego para el diseño se realizó un análisis espectral y finalmente para la comparación de modelos se realizó un análisis de historia en el tiempo.

4. ¿En la estructura monolítica como en la aislada, por qué se decidió diseñar en suelo blando y respecto a la zona inferior del puente, se consideraron cargas hidráulicas por crecidas?

Se decidió diseñar sobre un suelo duro, por ello se escogió el tipo de suelo B (roca). Y no se consideraron cargas hidráulicas efectuadas en la subestructura, debido a que no se dispuso de una ubicación real y también a que, como ya se dijo antes, es un tema de investigación y se quiso utilizar netamente la carga sísmica.

5. ¿Qué normas técnicas ha utilizado en su análisis y para qué ha usado cada una de estas normas?

En la tesis se utilizaron dos normas internacionales y una nacional, siendo las internacionales dadas por la AASHTO tanto la LRFD Bridge Design Specifications (2012) como la Guide Specifications for Seismic Isolation Design (2012).

6. ¿Cómo se verifica la distorsión de entrepiso, en cada dirección de la estructura?

Este dato como se enseña en los cursos de pregrado se calcula dividiendo el desplazamiento lateral entre la altura que se tendrá hasta el punto en cuestión.

7. ¿Por qué decidió usar ese tipo de puente para desarrollar su tema de tesis?

Porque los puentes de concreto armado son los más utilizados en tramos cortos como este caso y los de tipo de viga cajón permiten una mejor distribución de las fuerzas ya que se cuenta con dos losas.

8. ¿Qué diferencia hay entre un puente con aislador y otro sin aislador, es económico?

La mayor diferencia viene dada en la parte sísmica, ya que uno con aisladores permite un mejor comportamiento del tablero ante eventos sísmicos aumentando sus desplazamientos, pero disminuyendo las fuerzas que se transmiten hacia la subestructura. En cuanto a la economía de uno con respecto a otro, no se podría hablar de ello ya que no era tema de investigación en esta tesis.

9. ¿Cree usted que los aisladores sísmicos son la solución óptima al problema dinámico del suelo?

Es una solución muy buena, pero no necesariamente la óptima ya que el proceso de selección de un tipo de diseño con respecto a otro dependerá de la ubicación de la estructura, del tipo de suelo, y más factores a tener en cuenta; así que no habría que encasillarse en hacer prevalecer uno sobre otros sino tener un panorama amplio y estar dispuesto a manejar todas las opciones posibles.

10. ¿Si fuera un caso real de diseño, cuál sería el puente a elegir monolítico o aislado?

Como lo dije en la pregunta anterior la selección de uno con respecto a otro se tendría que tener en cuenta múltiples factores, pero para este caso en concreto y con nuestras características, obviamente recomendaría el puente aislado, ya que nos permite disminuir las fuerzas actuantes sobre la subestructura, y por ello permitiendo así optimizar los diseños de esta.

11. Estimado bachiller Ampuero, durante su tesis, ¿realizó algún tipo de análisis que permita entender el comportamiento del tablero aislado en el caso del trabajo no lineal (trabajo con daños) de los pilares? Si no lo hizo ¿Cómo lo haría y que método utilizaría?

No se realizó este tipo de análisis ya que para ello se tendría que ampliar más la investigación llegando a considerar trabajos de desempeño de las estructuras, pero si se tuvo en consideración previamente siendo motivo de ampliación de investigación posterior. Se utilizaría un análisis dinámico incremental para poder entender el comportamiento que se tendría en esta estructura.

12. Al usar los aisladores sísmicos, ¿Cuánto porciento de inversión se podría ahorrar?

Como se mencionó previamente en esta tesis no se refirió al tema económico sino más bien se enfocó al comportamiento sísmico que se tendría.



ÍNDICE DE PLANOS

PLANO 01: Puente monolítico

PLANO 02: Puente aislado

PLANO 03: Detalle de diseño monolítico

PLANO 04: Estribo de puente monolítico y barreras viales

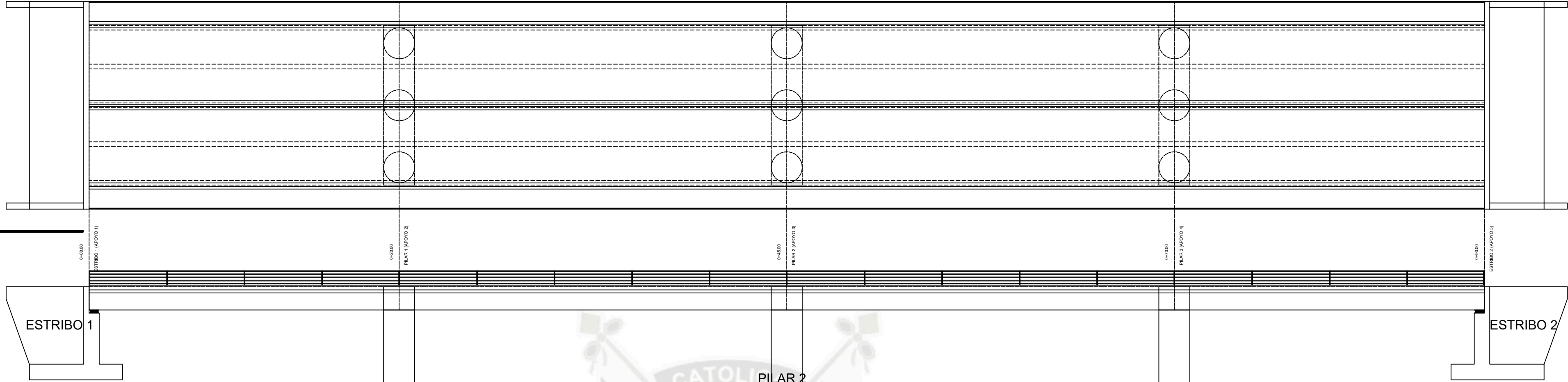
PLANO 05: Detalle de diseño aislado

PLANO 06: Comparación de diseños



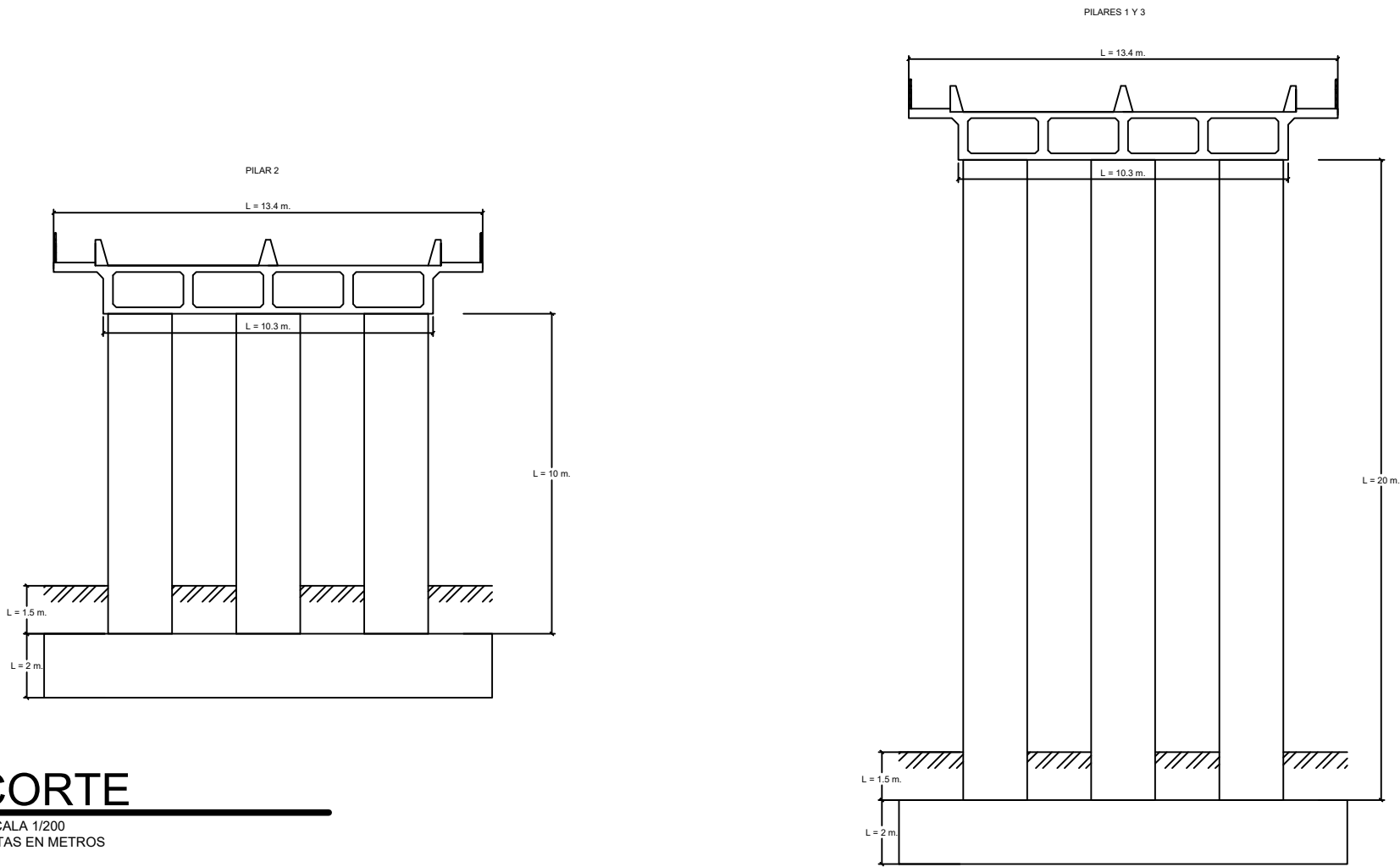
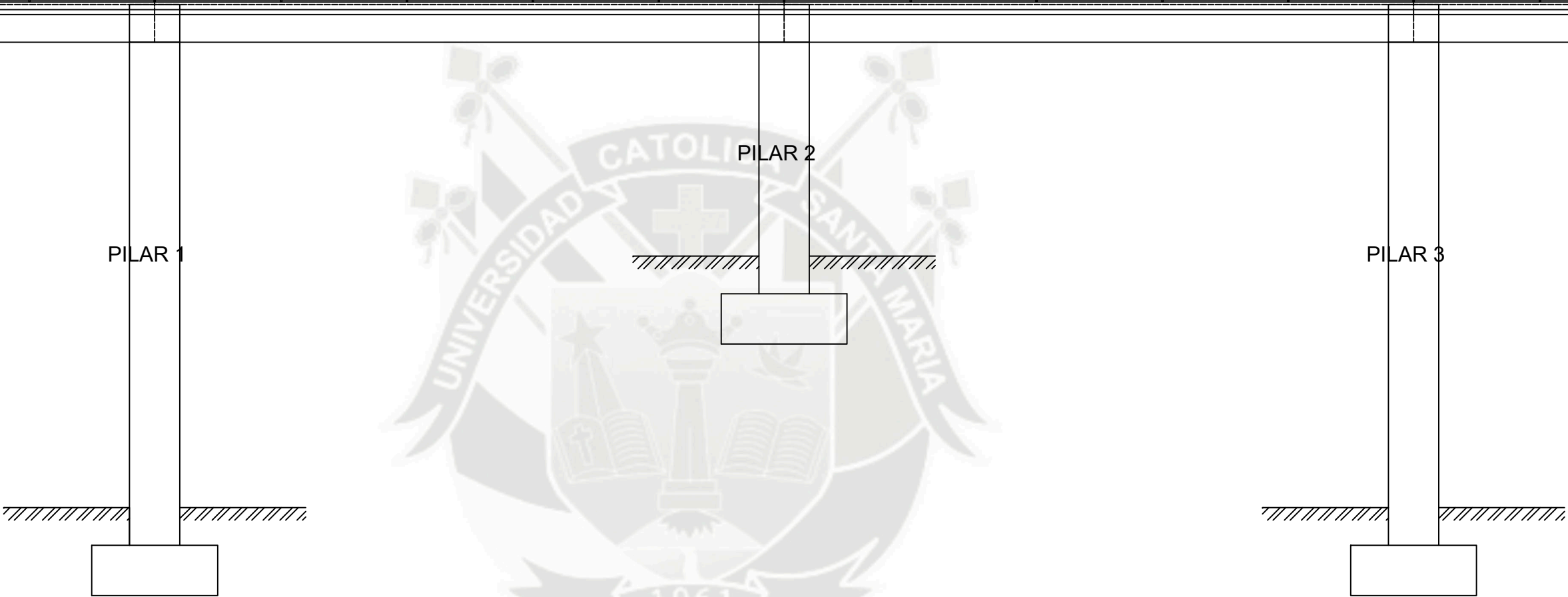
PLANTA

ESCALA 1/200
COTAS EN METROS



ELEVACION

ESCALA 1/200
COTAS EN METROS



CORTE

ESCALA 1/200
COTAS EN METROS

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

DISEÑO: AASHTO "Guide Specifications for Seismic Isolation Design" (2012).
AASHTO "LRFD Bridge Design Specifications" (2012).

CONCRETO:
- Superestructura $f_c=280 \text{ kgf/cm}^2$
- Subestructura $f_c=350 \text{ kgf/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO
- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60 $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$

APARATOS DE APOYO
- Neopreno Dureza SHORE A60
- Aislador Sismico Bridgestone MVBR-0517 LH060G4-B



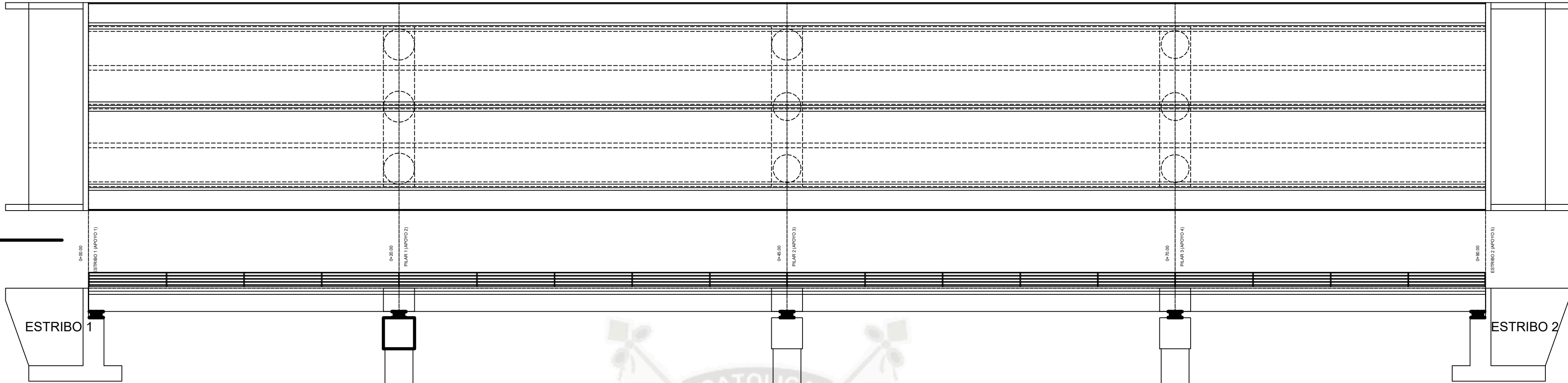
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

BACHILLER: PAUL FRANCISCO AMPUERO RODRIGUEZ
TÍTULO DE TESIS: RESPUESTA SISMICA EN Puentes CONTINUOS DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE EL USO DE AISLADORES SISMICOS
PLANO: PUENTE MONOLITICO
ESCALA: ESPECIFICADA
FECHA: JULIO 2018

LAMINA:
01

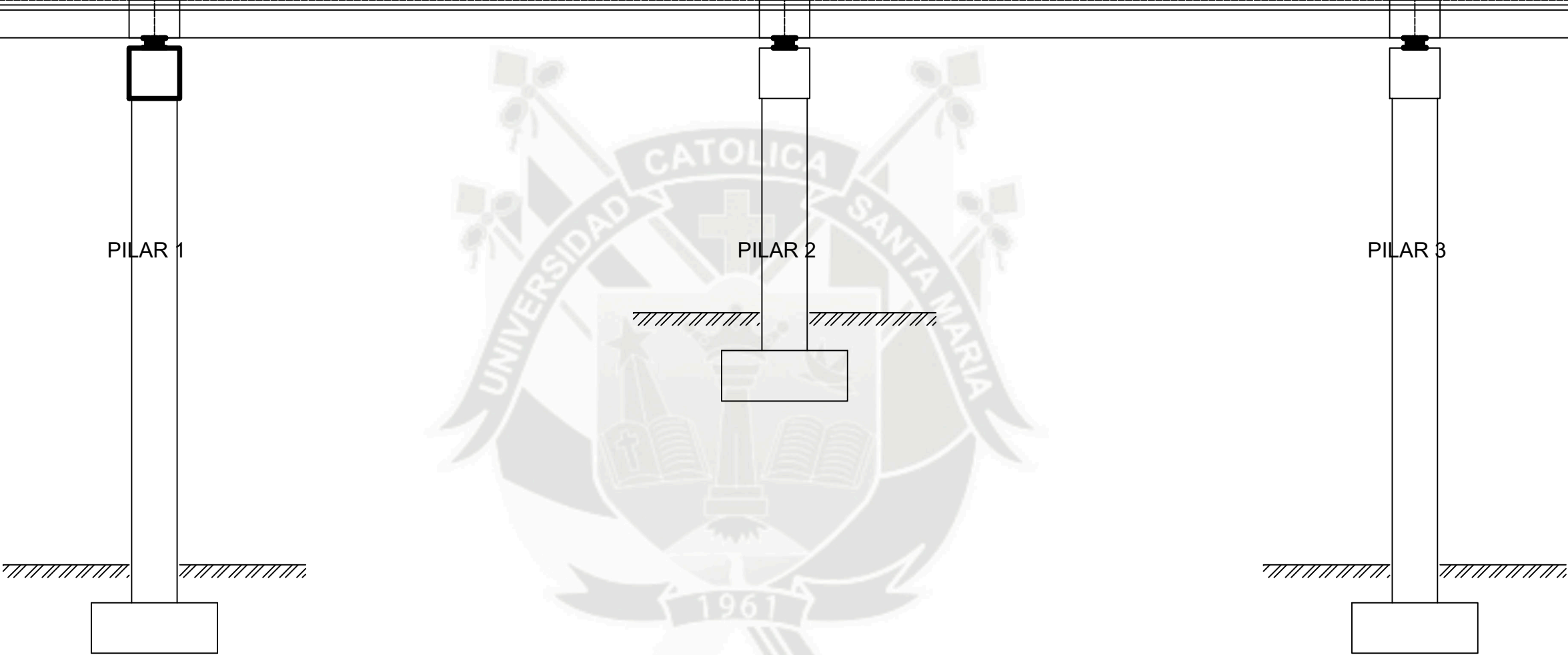
PLANTA

ESCALA 1/200
COTAS EN METROS



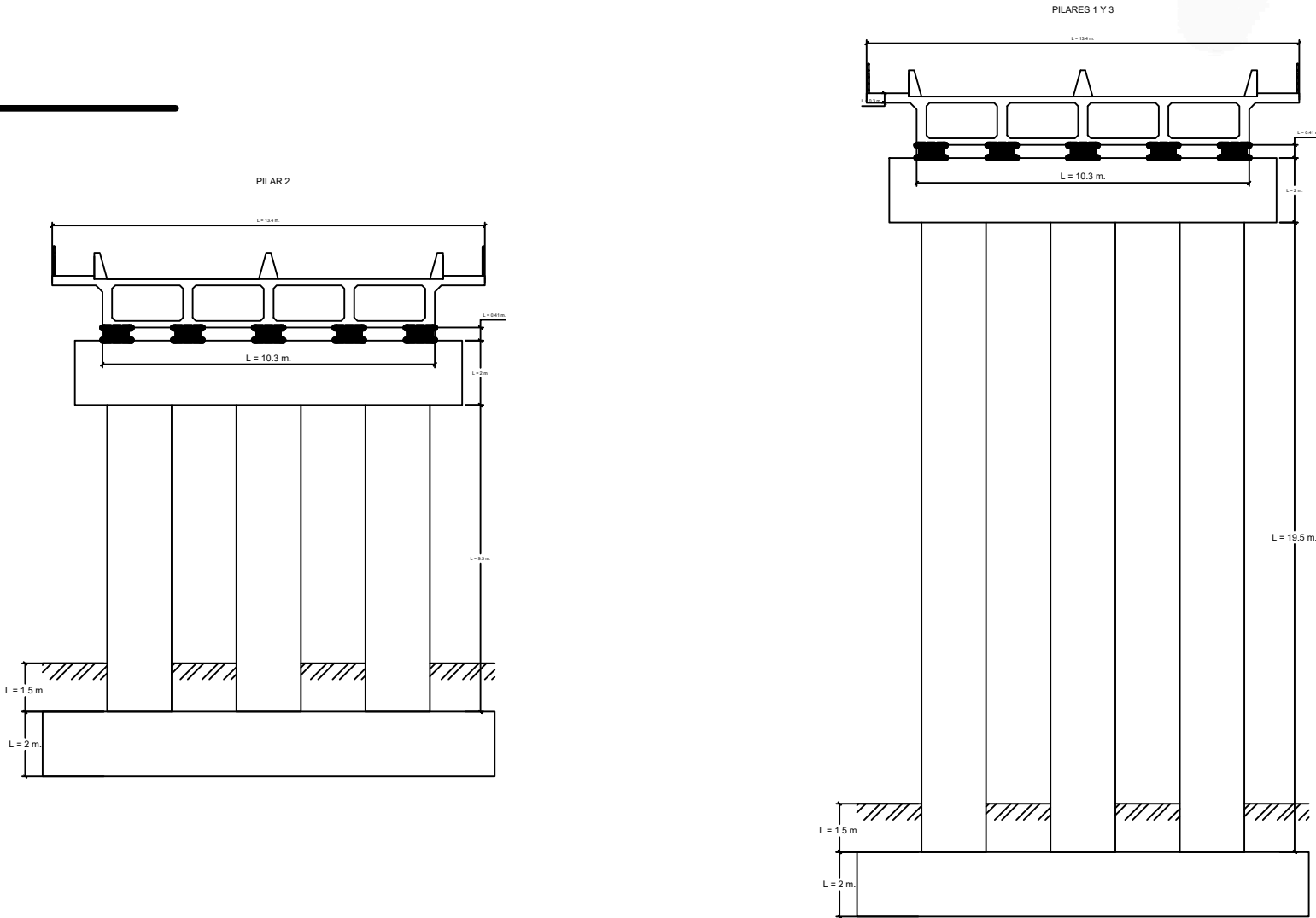
ELEVACION

ESCALA 1/200
COTAS EN METROS



CORTE

ESCALA 1/200
COTAS EN METROS



ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

DISEÑO: AASHTO "Guide Specifications for Seismic Isolation Design" (2012).
AASHTO "LRFD Bridge Design Specifications" (2012).

CONCRETO:

- Superestructura $f_c=280 \text{ kgf/cm}^2$
- Subestructura $f_c=350 \text{ kgf/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO

- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60 $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$

APARATOS DE APOYO

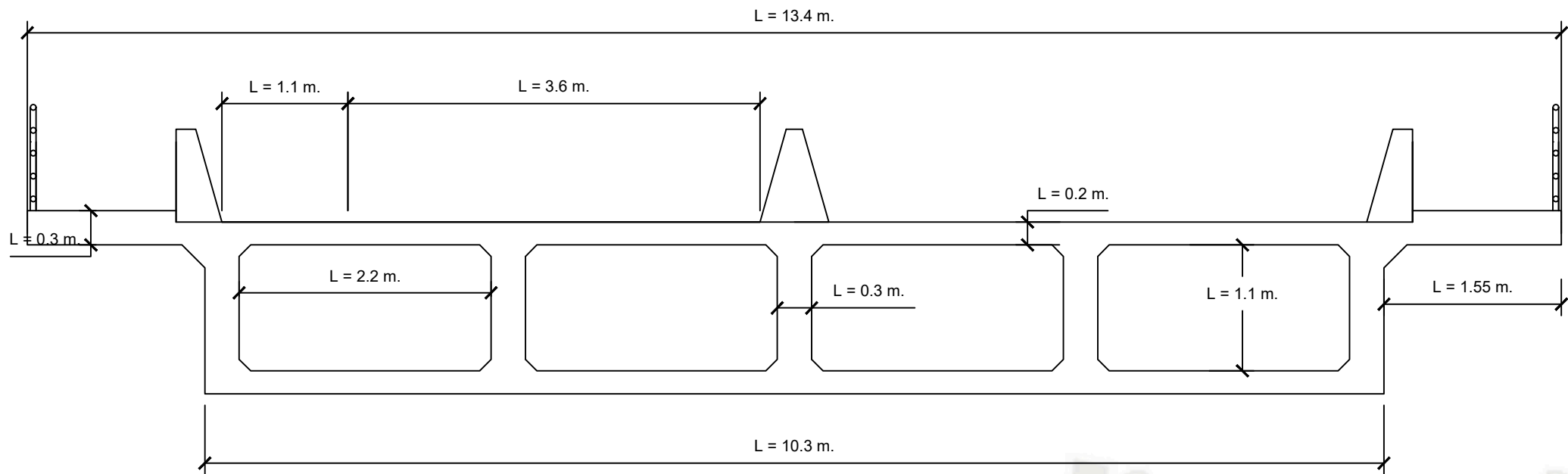
- Neopreno Dureza SHORE A60
- Aislador Sismico Bridgestone MVBR-0517 LH060G4-B



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

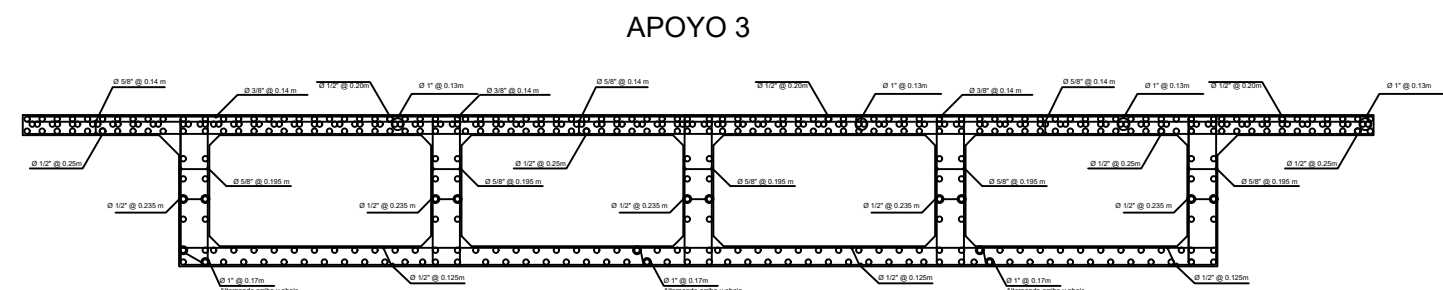
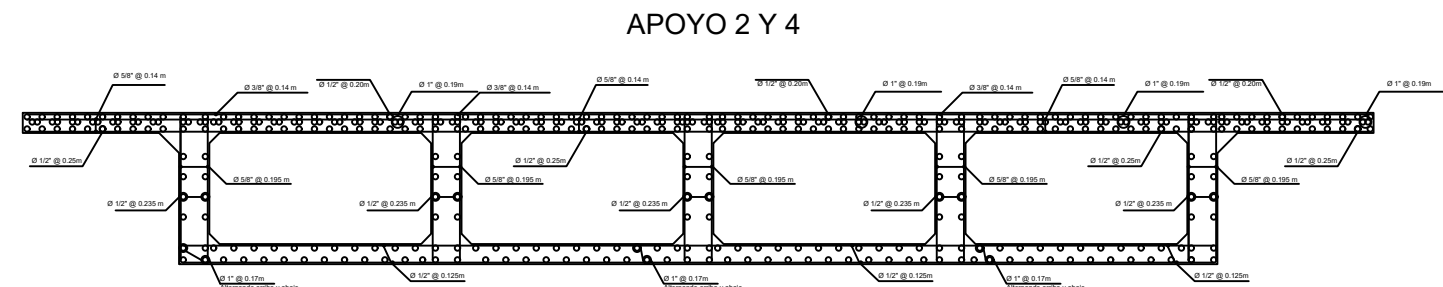
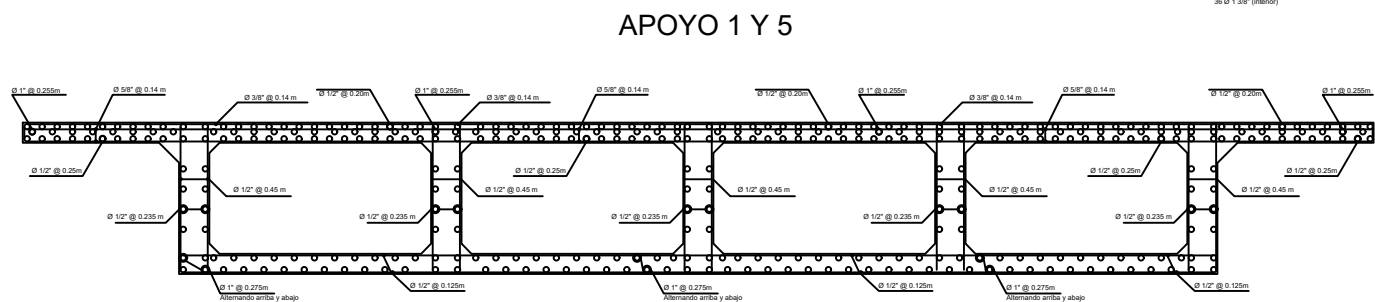
BACHILLER:	PAUL FRANCISCO AMPUERO RODRIGUEZ	
TÍTULO DE TESIS:	RESPUESTA SISMICA EN PUENTES CONTINUOS DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE EL USO DE AISLADORES SISMICOS	
PLANO:	PUENTE AISLADO	
ESCALA:	ESPECIFICADA	FECHA: JULIO 2018

VISTA DE TABLERO



CORTE

ESCALA 1/50
COTAS EN METROS



CORTE

ESCALA 1/75
COTAS EN METROS

SECCIONES DE PILARES
TRAMO CENTRAL DE PILAR



TRAMO DE ROTULAS PLASTICAS



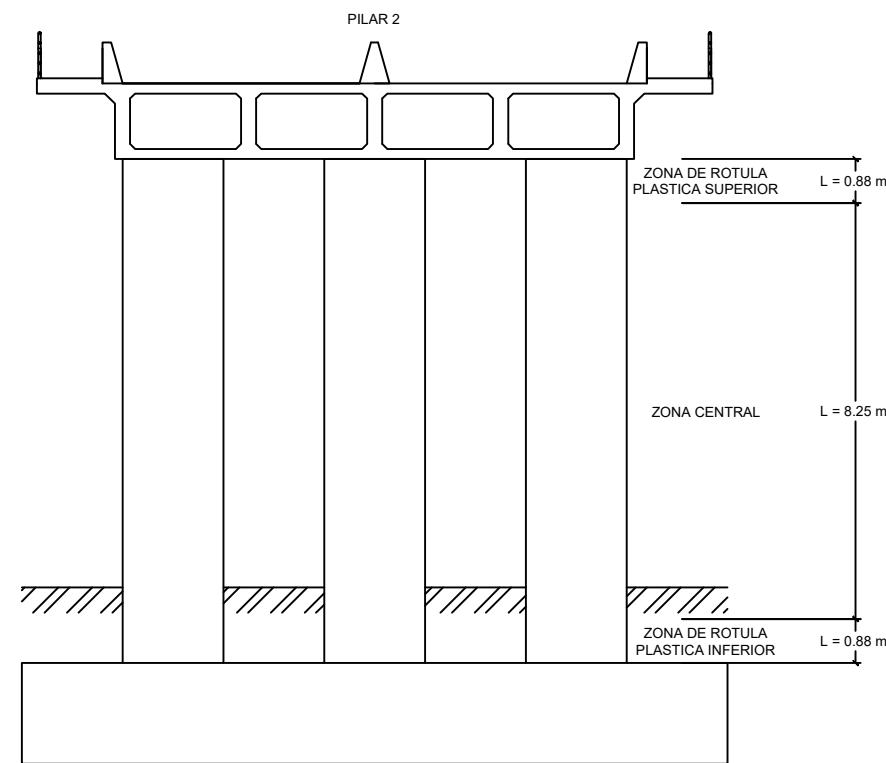
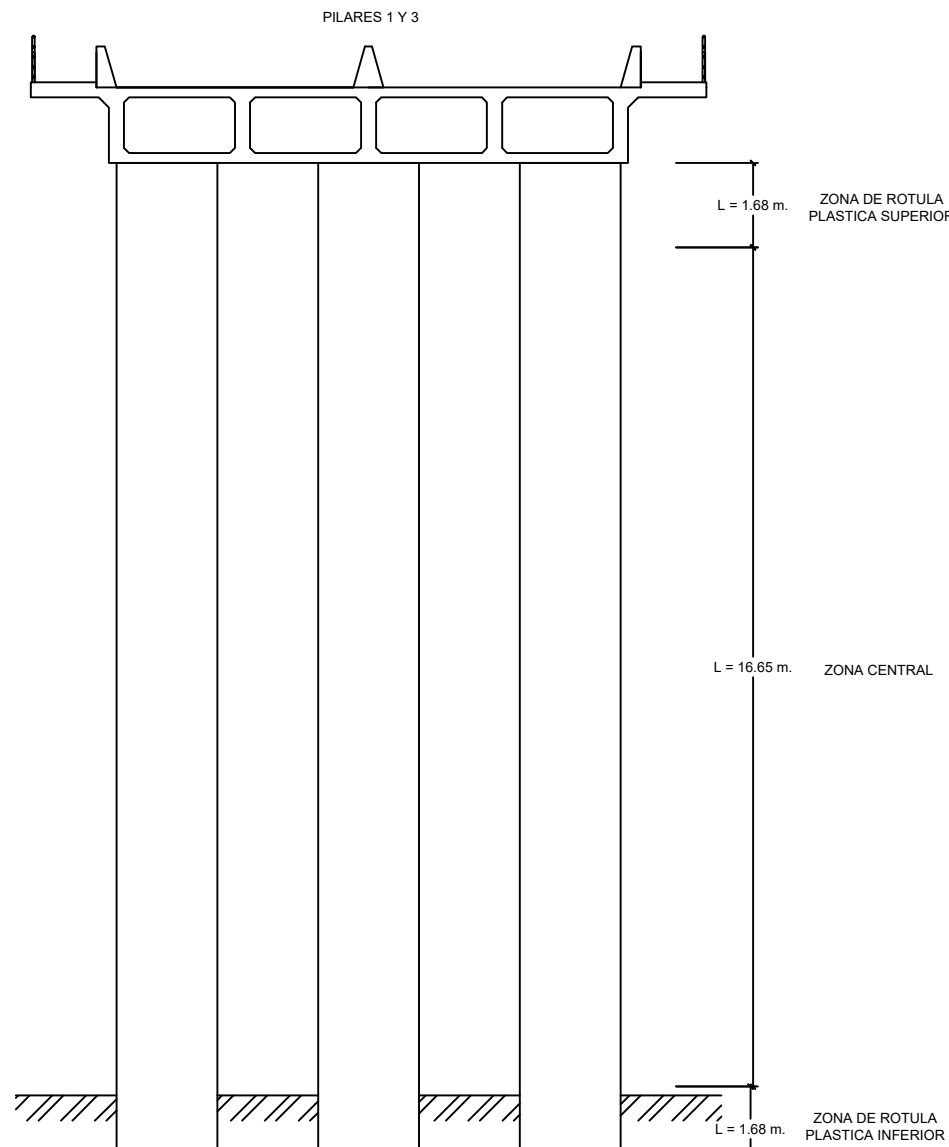
CORTE

ESCALA 1/50
COTAS EN METROS

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

- DISEÑO: AASHTO "Guide Specifications for Seismic Isolation Design" (2012).
AASHTO "LRFD Bridge Design Specifications" (2012).
- CONCRETO:
- Superestructura $f_c=280 \text{ kgf/cm}^2$
 - Subestructura $f_c=350 \text{ kgf/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO
- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60 $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$
- APARATOS DE APOYO
- Neopreno Dureza SHORE A60
 - Aislador Sísmico Bridgestone MVBR-0517 LH060G4-B

DETALLE DE ZONA DE ROTULA PLASTICA



SECCION TRANSVERSAL

ESCALA 1/150
COTAS EN METROS



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

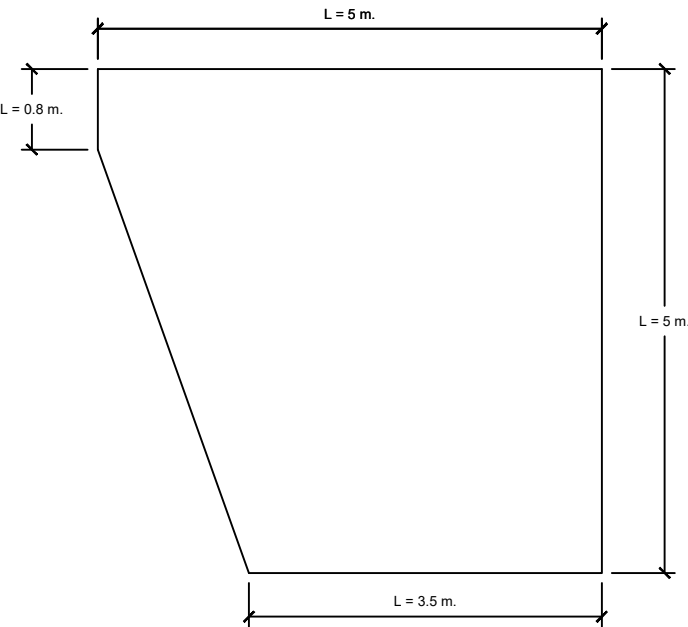
BACHILLER: PAUL FRANCISCO AMPUERO RODRIGUEZ	
TÍTULO DE TESIS: RESPUESTA SISMICA EN PUENTES CONTINUOS DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE EL USO DE AISLADORES SISMICOS	
PLANO: DETALLE DISEÑO MONOLITICO	
ESCALA: ESPECIFICADA	FECHA: JULIO 2018

LAMINA:

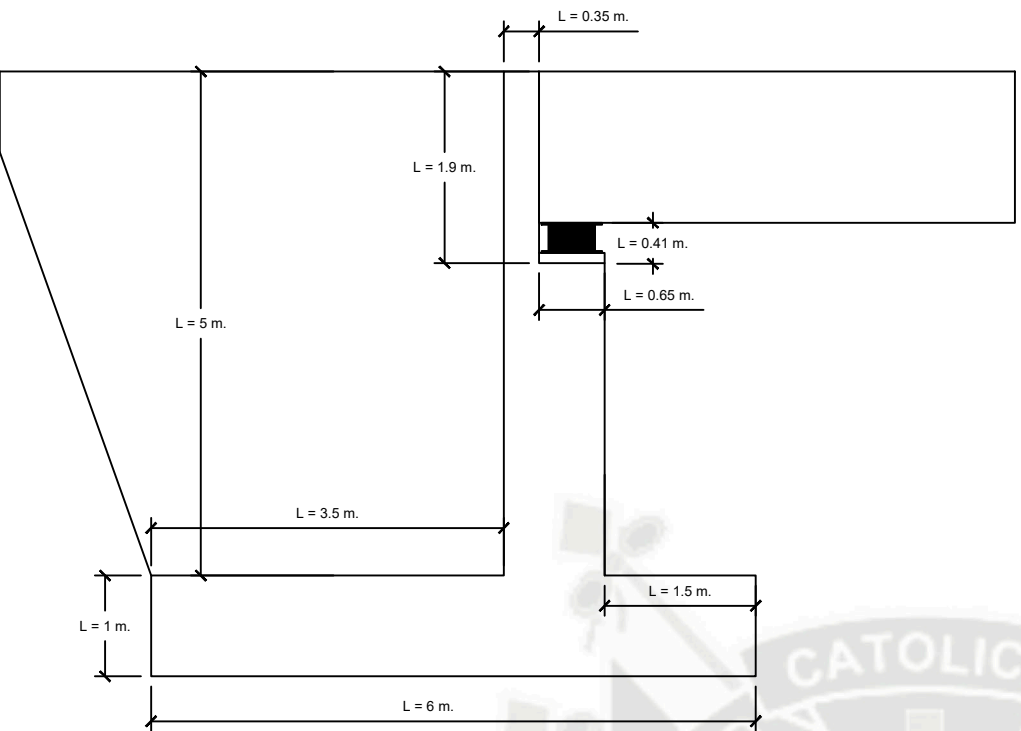
03

DETALLE ESTRIBO PUENTE MONOLITICO

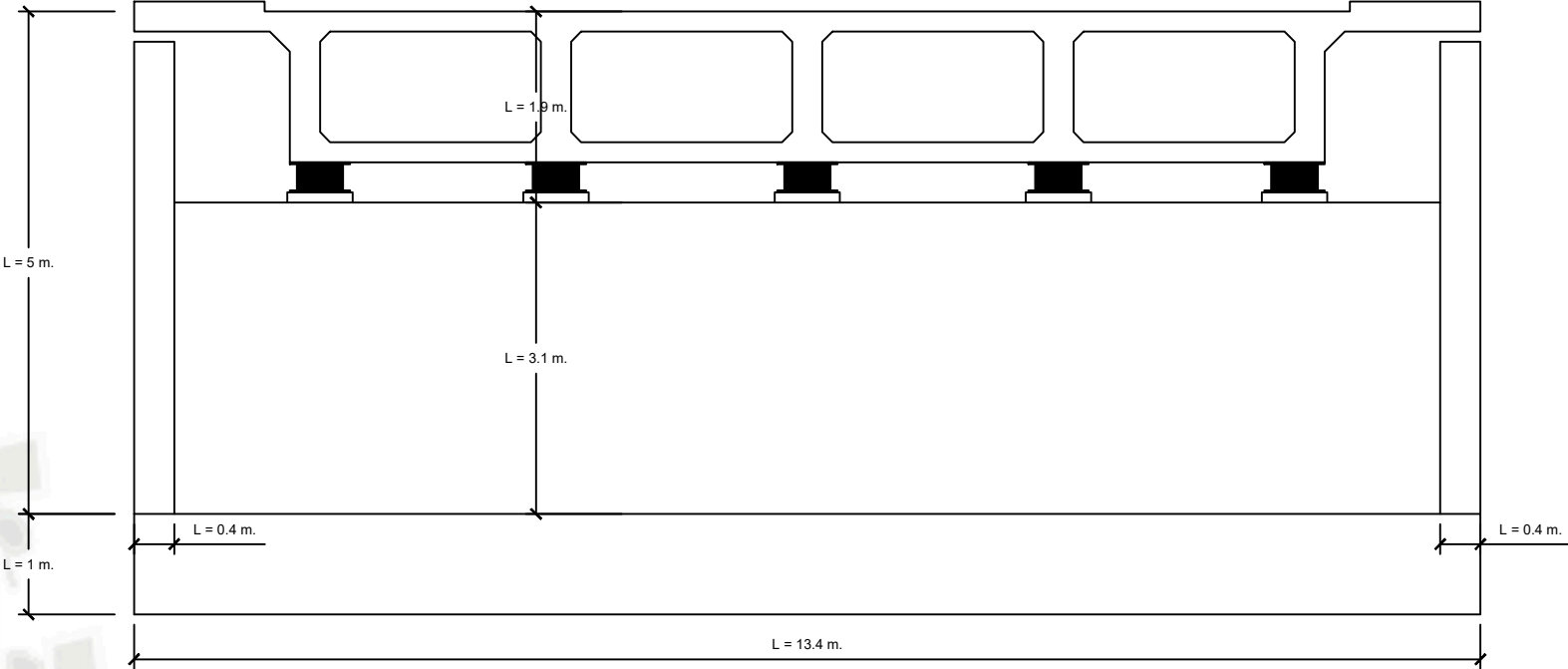
ALA DE ESTRIBO



VISTA EN PERFIL DE ESTRIBO



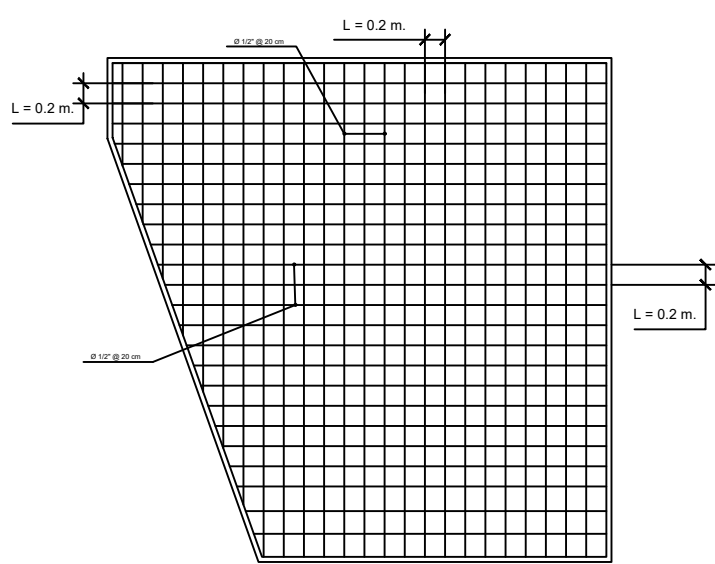
VISTA EN CORTE DE ESTRIBO



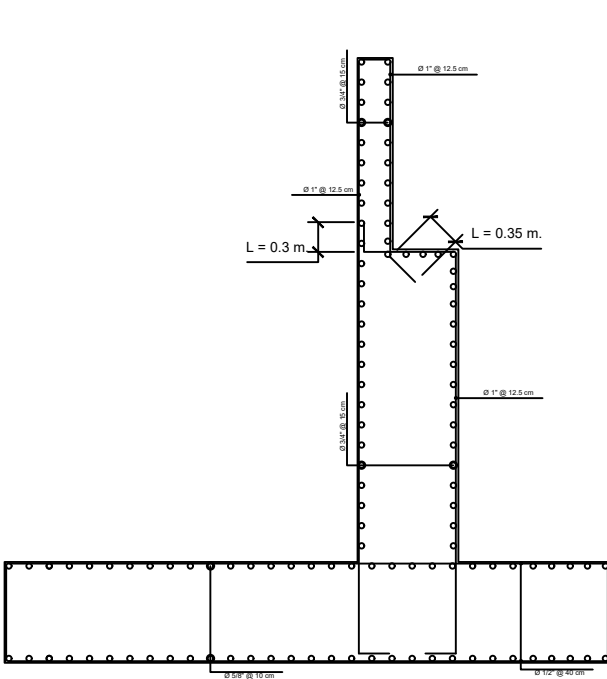
ESCALA 1/75
COTAS EN METROS

DETALLE DISEÑO DE ESTRIBO

DISEÑO DE ALA



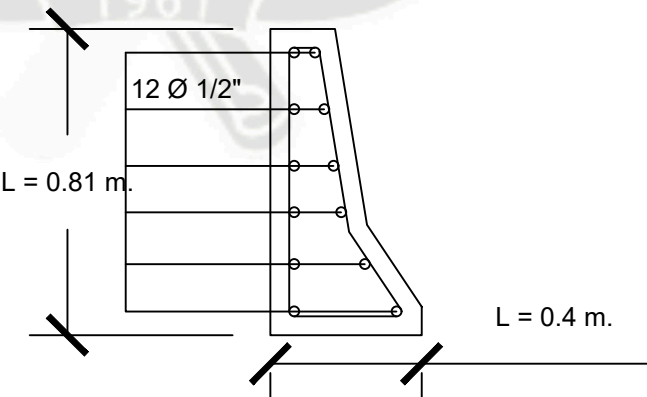
DISEÑO DE ESTRIBO



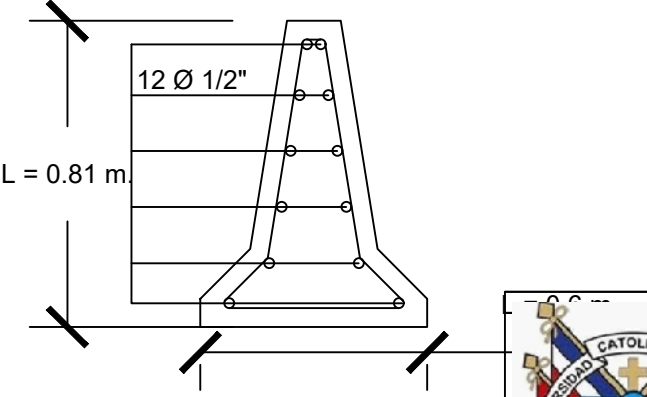
ESCALA 1/75
COTAS EN METROS

DETALLE MUROS VIALES

MURO LATERAL



MURO CENTRAL



ESCALA 1/20
COTAS EN METROS

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

DISEÑO: AASHTO “Guide Specifications for Seismic Isolation Design” (2012).
AASHTO “LRFD Bridge Design Specifications” (2012).

CONCRETO:
- Superestructura $f_c=280 \text{ kgf/cm}^2$
- Subestructura $f_c=350 \text{ kgf/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO
- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60 $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$

APARATOS DE APOYO
- Neopreno Dureza SHORE A60
- Aislador Sismico Bridgestone MVBR-0517 LH060G4-B



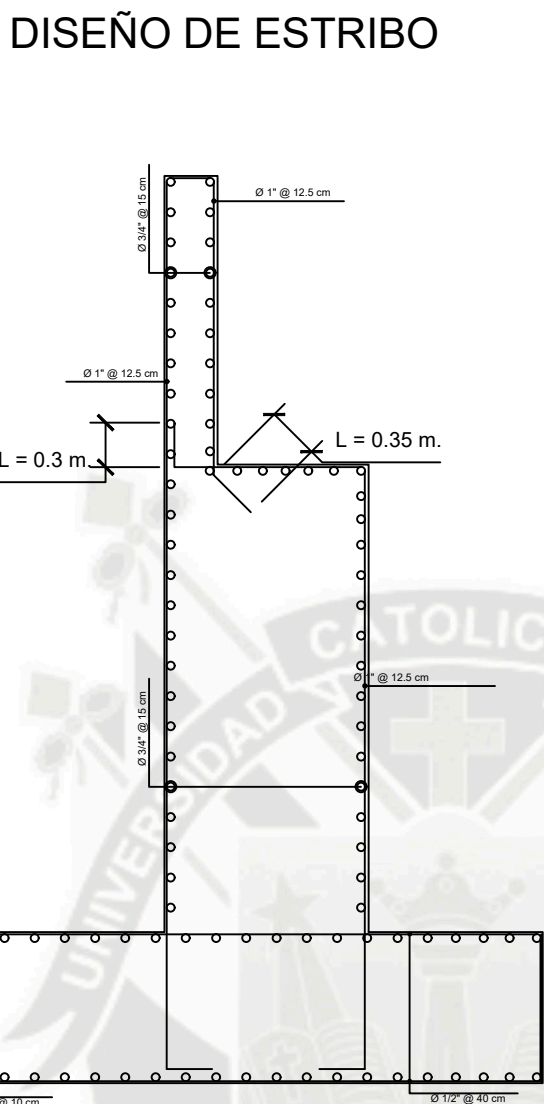
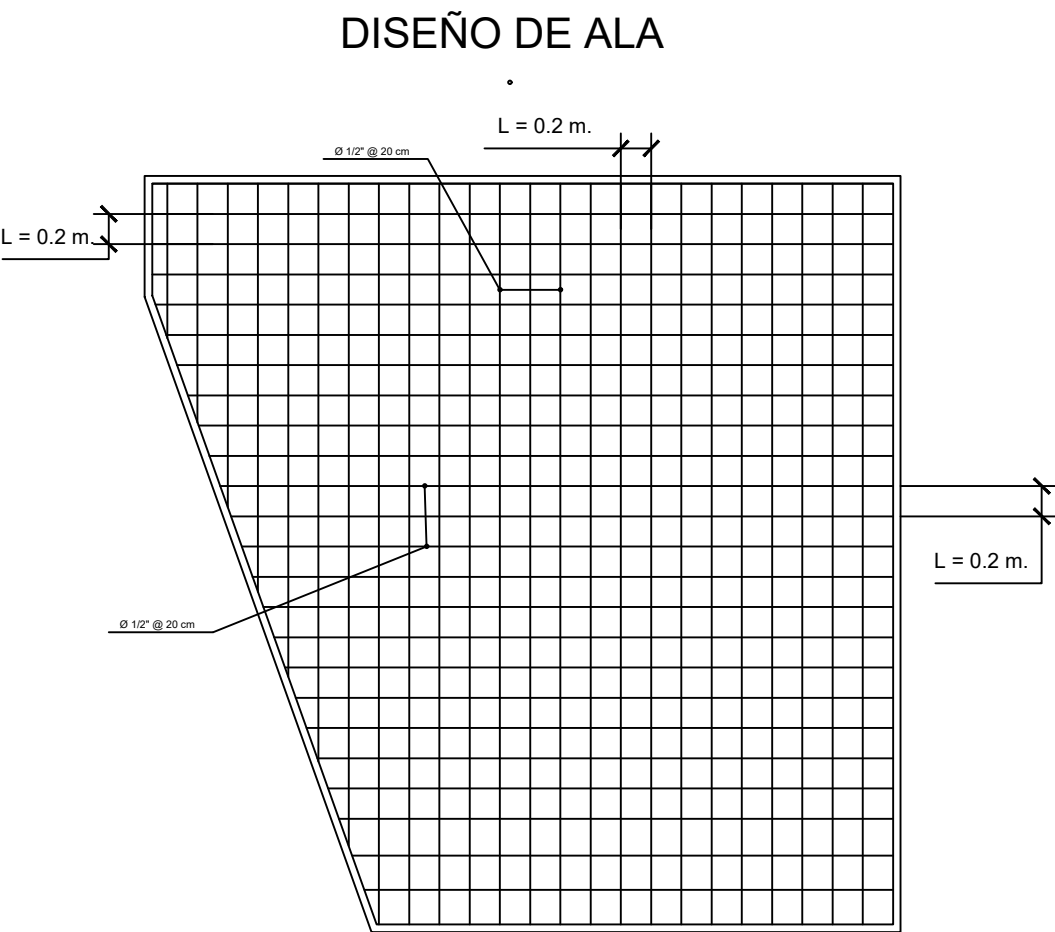
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

BACHILLER: PAUL FRANCISCO AMPUERO RODRIGUEZ
TÍTULO DE TESIS: RESPUESTA SISMICA EN Puentes CONTINUOS DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE EL USO DE AISLADORES SISMICOS
PLANO: ESTRIBO DE PUENTE MONOLITICO Y BARRERAS VIALES
ESCALA: ESPECIFICADA
FECHA: JULIO 2018

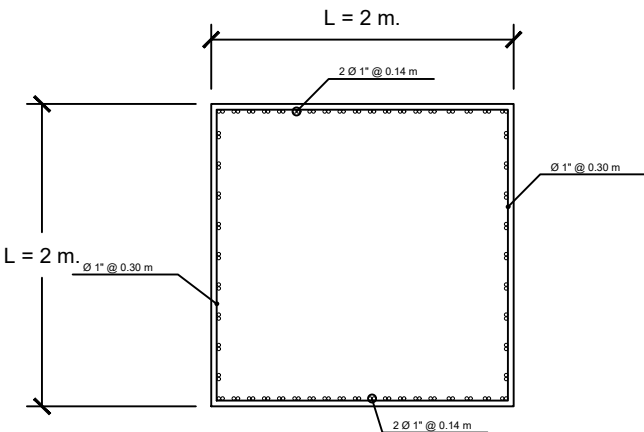
LAMINA:

04

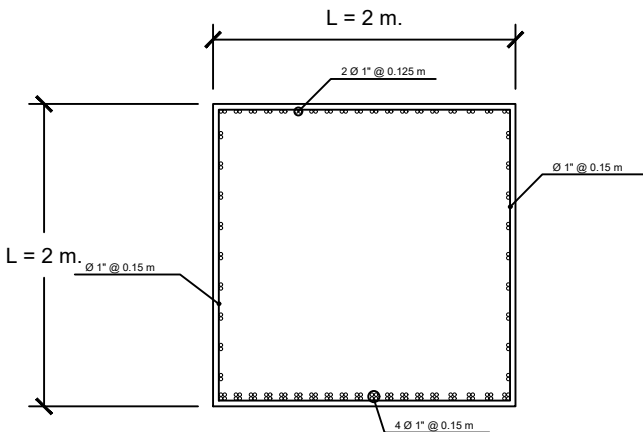
DETALLE DISEÑO DE ESTRIBO PUENTE AISLADO



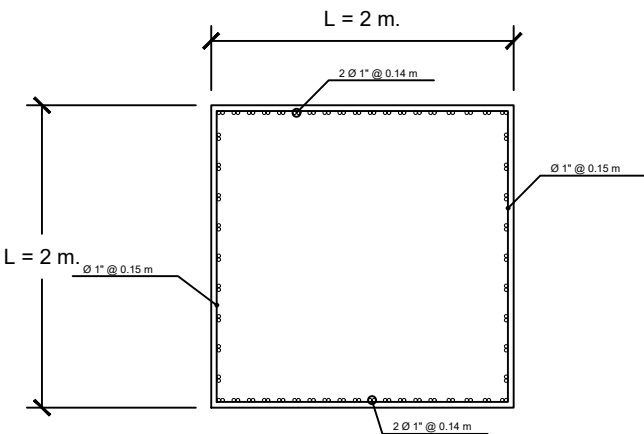
SOBRE PILAR 1 Y 3
TRAMO EN VOLADIZO



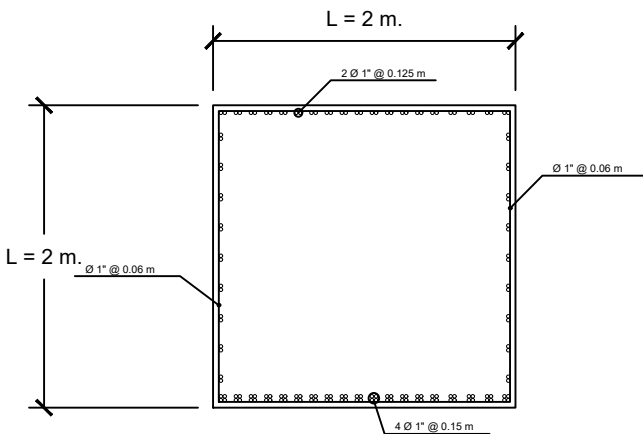
SOBRE PILAR 2
TRAMO EN VOLADIZO



SOBRE PILAR 1 Y 3
TRAMO CENTRAL



SOBRE PILAR 2
TRAMO CENTRAL

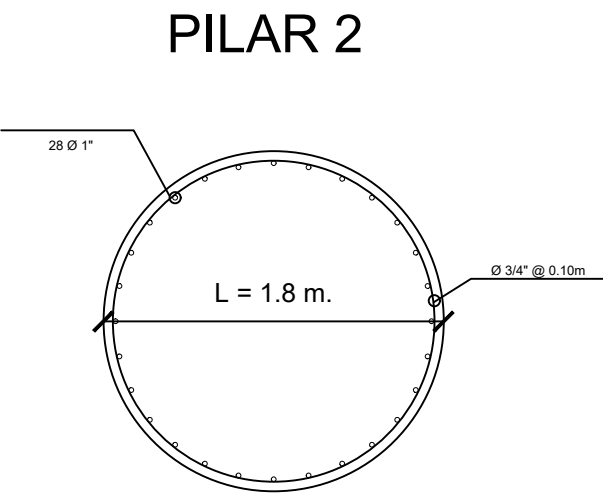
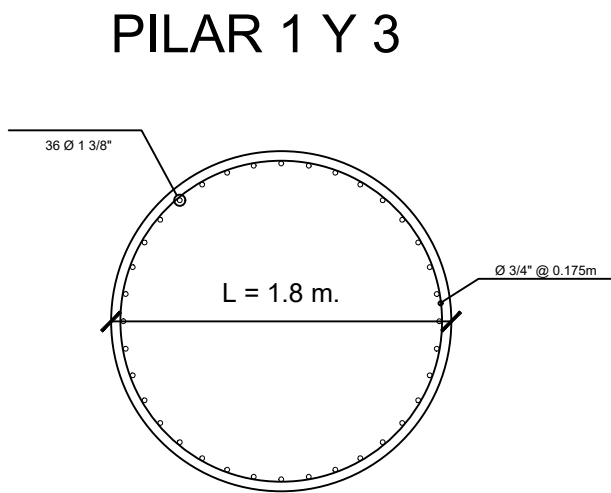


ESCALA 1/50
COTAS EN METROS

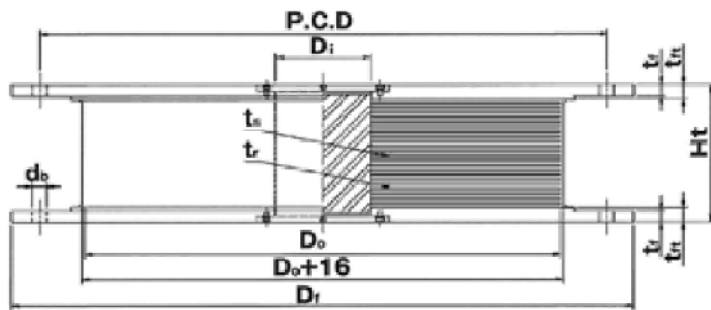
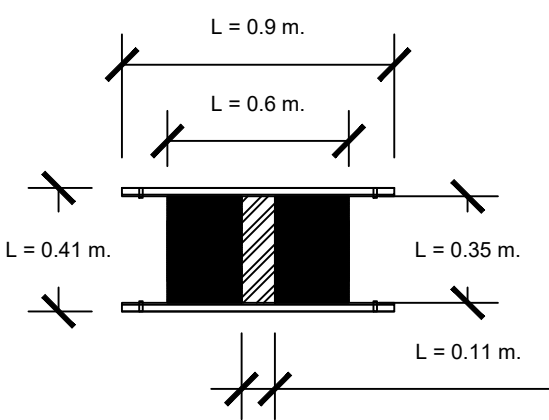
CORTE

ESCALA 1/50
COTAS EN METROS

SECCIONES DE PILARES
TRAMO CENTRAL DE PILAR



DETALLE AISLADOR SISMICO



ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

DISEÑO: AASHTO "Guide Specifications for Seismic Isolation Design" (2012).
AASHTO "LRFD Bridge Design Specifications" (2012).

- CONCRETO:
- Superestructura $f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2$
 - Subestructura $f'_c=350 \text{ kgf/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO
- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60 $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$
- APARATOS DE APOYO
- Neopreno Dureza SHORE A60
 - Aislador Sismico Bridgestone MVBR-0517 LH060G4-B

CORTE

ESCALA 1/25
COTAS EN METROS

ESCALA 1/50
COTAS EN METROS



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

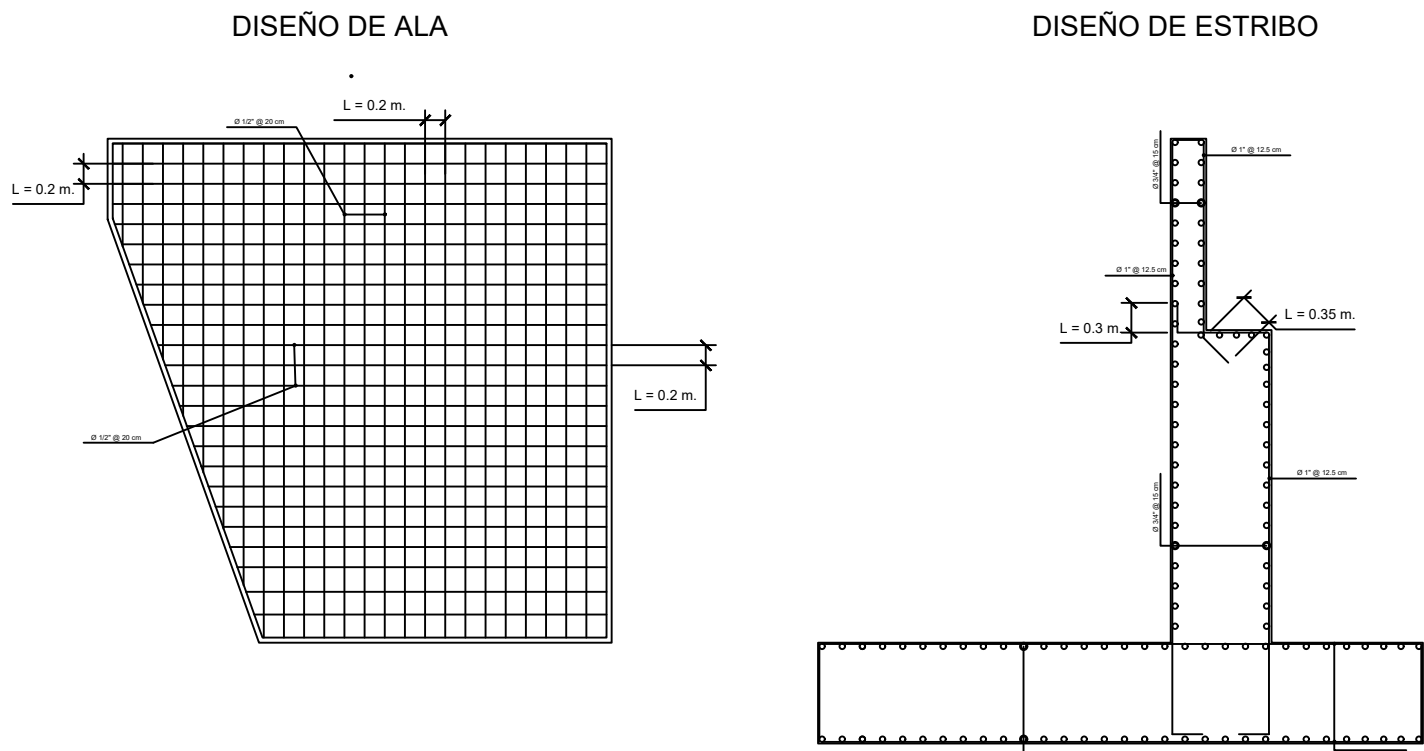
BACHILLER:	PAUL FRANCISCO AMPUERO RODRIGUEZ
TÍTULO DE TESIS:	RESPUESTA SISMICA EN PUENTES CONTINUOS DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE EL USO DE AISLADORES SISMICOS
PLANO:	DETALLE DISEÑO AISLADO
ESCALA:	ESPECIFICADA
FECHA:	JULIO 2018

LAMINA:

05

PUENTE MONOLITICO

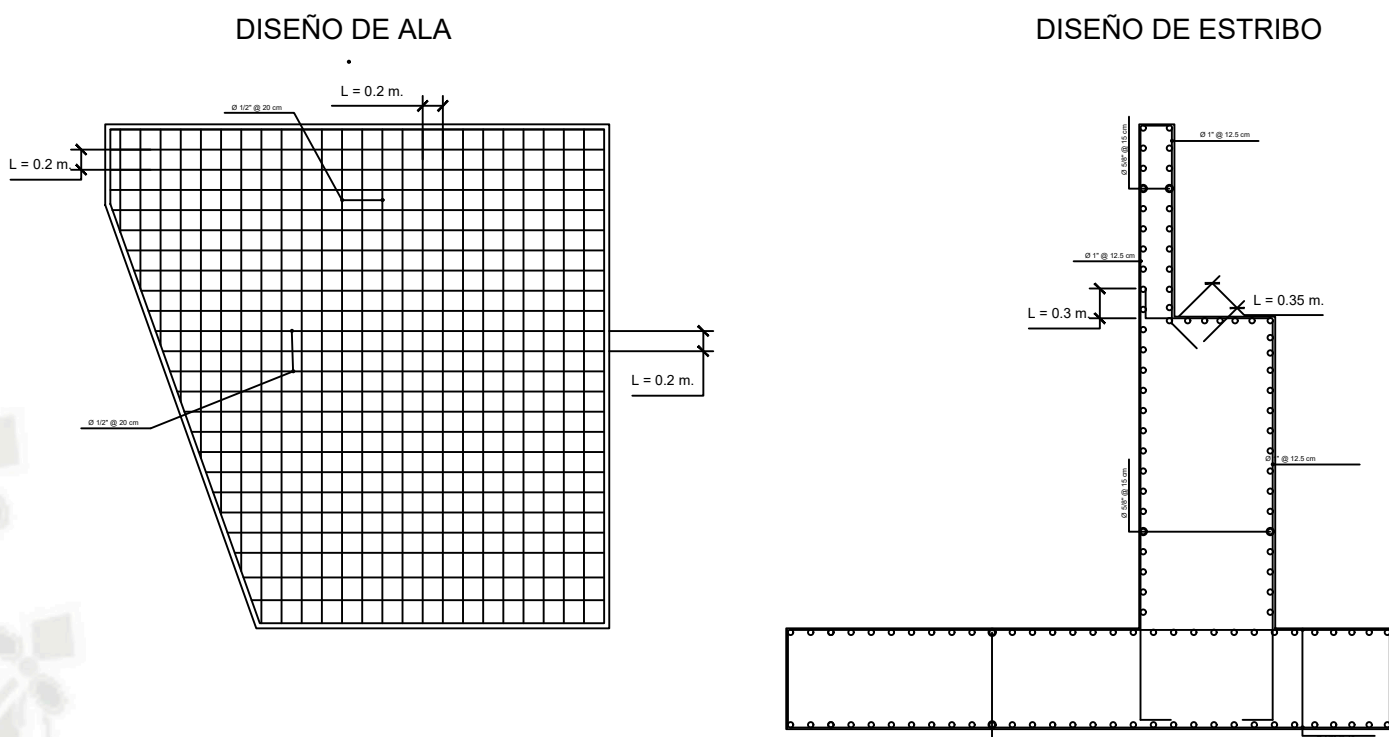
DETALLE DISEÑO DE ESTRIBO



ESCALA 1/75
COTAS EN METROS

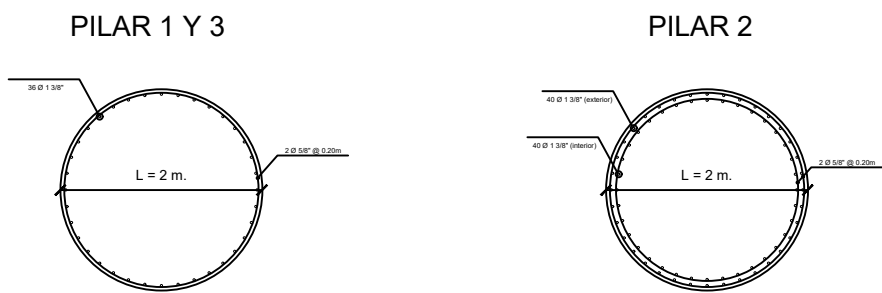
PUENTE AISLADO

DETALLE DISEÑO DE ESTRIBO

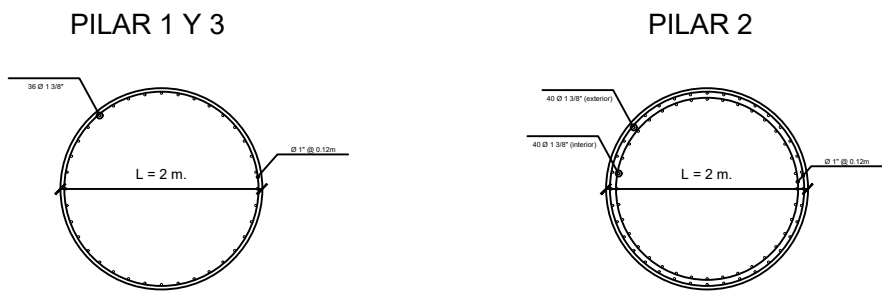


ESCALA 1/75
COTAS EN METROS

SECCIONES DE PILARES TRAMO CENTRAL DE PILAR



TRAMO DE ROTULAS PLASTICAS

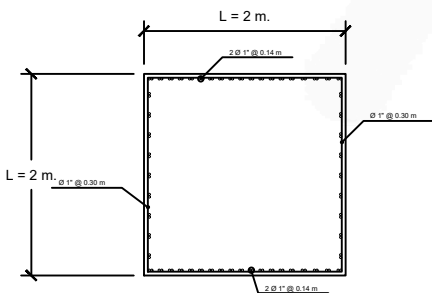


CORTE

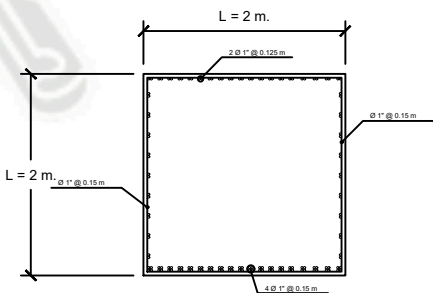
ESCALA 1/50
COTAS EN METROS

SECCIONES DE VIGA CABEZAL

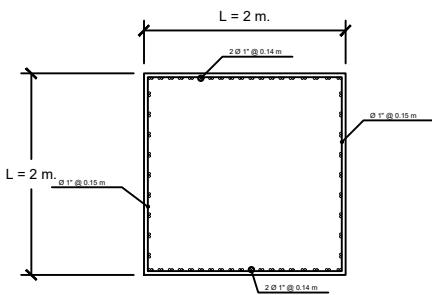
SOBRE PILAR 1 Y 3 TRAMO EN VOLADIZO



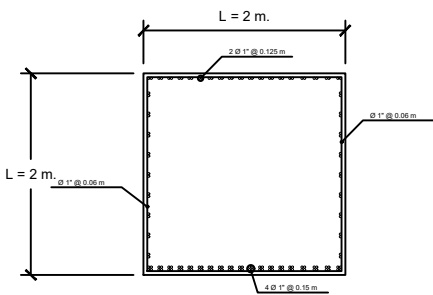
SOBRE PILAR 2 TRAMO EN VOLADIZO



SOBRE PILAR 1 Y 3 TRAMO CENTRAL



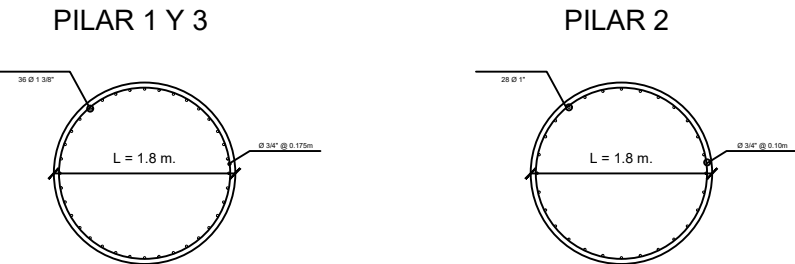
SOBRE PILAR 2 TRAMO CENTRAL



CORTE

ESCALA 1/75
COTAS EN METROS

SECCIONES DE PILARES



CORTE

ESCALA 1/25
COTAS EN METROS

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

DISEÑO: AASHTO "Guide Specifications for Seismic Isolation Design" (2012).
AASHTO "LRFD Bridge Design Specifications" (2012).

CONCRETO:

- Superestructura $f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2$
- Subestructura $f'_c=350 \text{ kgf/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO

- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60 $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$

APARATOS DE APOYO

- Neopreno Dureza SHORE A60
- Aislador Sismico Bridgestone MVBR-0517 LH060G4-B



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

BACHILLER: PAUL FRANCISCO AMPUERO RODRIGUEZ	
TÍTULO DE TESIS: RESPUESTA SISMICA EN PUENTES CONTINUOS DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE EL USO DE AISLADORES SISMICOS	
PLANO: COMPARACION DE DISEÑOS	
ESCALA: ESPECIFICADA	FECHA: JULIO 2018

LAMINA:

06

SECCIONES DE PILARES